This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.

+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.

+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.

+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

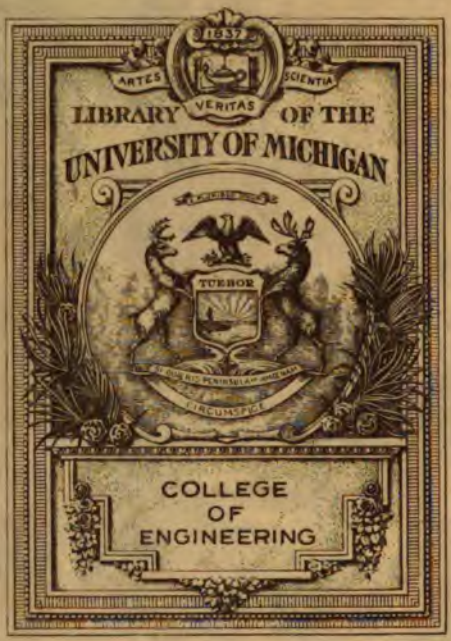
B 465228

E. Probst

Vorlesungen über Eisenbeton

Erster Band

Digitized by Google



Digitized by Google

TA
683
.P16
v.1

Digitized by Google

Digitized by Google

Vorlesungen über Eisenbeton

Von

Dr.-Ing. E. Probst

ord. Professor an der technischen Hochschule in Karlsruhe

Erster Band

Allgemeine Grundlagen — Theorie und Versuchsforschung
Grundlagen für die statische Berechnung — Statisch unbestimmte Träger im Lichte der Versuche

Mit 171 Textfiguren

Berlin
Verlag von Julius Springer
1917

Digitized by Google

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright by Julius Springer in Berlin 1917.

Digitized by Google

Vorwort.

Das vorliegende Buch enthält einen Leitfaden zum Studium des Eisenbetons entsprechend dem derzeitigen Stande der wissenschaftlichen Forschung.

Das Studium des Eisenbetons ist ein Fach für sich und ein tieferes Eindringen in seine Eigenheiten ist nur durch ein Vertiefen in die wissenschaftliche Versuchsforschung möglich. Das zeigt sich am besten, wenn dem Studierenden Gelegenheit gegeben wird, wissenschaftlich durchgeführte Versuche zu sehen oder, wenn möglich, daran teilzunehmen. Er wird dann nicht nur in der Lage sein, die Eigenheiten eines so veränderlichen Materials, wie es der Beton ist, näher kennen zu lernen, sondern er wird nicht mehr, wie dies zumeist geschieht, Eisenbeton nach denselben Gesichtspunkten behandeln wie ein gleichgefügtes Material.

Ein wesentlicher Teil des Verstehens von Eisenbeton liegt in der richtigen Beurteilung der bei höheren Spannungen im Beton sichtbar auftretenden Formänderungen. Nur dann ist man in der Lage, die bei höheren Spannungen auftretenden Rißbildungen im Beton richtig einzuschätzen und diejenigen Mittel anzuwenden, welche geeignet sind, diese Rißbildungen zu verhindern, oder auf ein unschädliches Maß einzuschränken.

Auf dem Gebiete der wissenschaftlichen Erforschung des Eisenbetons ist in den letzten zehn Jahren außerordentlich viel gearbeitet worden, wenn auch die Ausbeute in keinem Verhältnis zur geleisteten Arbeit steht. Den ersten Arbeiten der französischen Regierungskommission für Eisenbeton, die schon vor etwa 10 Jahren abgeschlossen wurden, reihen sich die grundlegenden Versuche der schweizerischen Eisenbetonkommission unter Schüles Leitung und die Untersuchungen deutscher Forscher an. Vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton werden seit Jahren an verschiedenen Materialprüfungsanstalten Deutschlands systematische Versuche ausgeführt, von denen die in Stuttgart unter Bachs Leitung (zum Teil unter Mitwirkung von Mörsch) an erster Stelle zu nennen sind. Schließlich sind die wertvollen Versuche amerikanischer Forscher besonders hervorzuheben.

347800

Digitized by Google

Der Verfasser war bestrebt, der Bearbeitung dieses Buches nach Möglichkeit alle wichtigen Ergebnisse dieses reichhaltigen Forschungsmaterials zugrunde zu legen. Dadurch wird das Verständnis für die Eigenart des Eisenbetons gefördert und erst möglich, den engeren Zusammenhang zwischen Theorie und Versuchsforschung bei Eisenbeton zu zeigen. Ferner ist man dann in der Lage, die gangbaren Wege für eine Theorie der Berechnung zu untersuchen, welche uns eine Sicherheit im Bauwerke gewährleisten soll. Andererseits soll uns das Versuchswesen in die Lage versetzen, die Übereinstimmung von den der Berechnung zugrunde gelegten Annahmen mit den tatsächlichen Verhältnissen zu überprüfen.

Nicht mit Unrecht hört man manchmal über Mängel bei Eisenbeton klagen. Untersucht man aber die Ursachen, so wird man oft finden, daß diese Mängel hätten vermieden werden können, wenn ihre Urheber mit den Ergebnissen der wissenschaftlichen Forschung etwas mehr vertraut gewesen wären. Gern wird dann manchmal auch ein künstlicher Gegensatz zwischen Theorie und Praxis konstruiert, wobei Praxis häufig mit Routine verwechselt wird. Ein Ingenieur, der ein Jahrzehnt lang Eisenbetonbauten entworfen und ausgeführt und nicht mit dem Fortgang der wissenschaftlichen Forschung Schritt gehalten hat, kann über eine große Routine verfügen, aber er wird Fehler machen, die ein jüngerer Ingenieur vermeiden kann, wenn er sein Augenmerk auf ein gründliches Studium der wissenschaftlichen Versuchsforschung gerichtet hat.

Wenn auch die wissenschftliche Forschung auf die Bedürfnisse der Praxis Rücksicht nehmen soll, so darf sie sich doch von ihr nicht führen lassen. Nur mit Hilfe einer vollkommen unabhängigen Forschung können diejenigen Grundlagen geschaffen werden, die auch für die Praxis von bleibendem Wert sind.

Der Verfasser hat daher versucht, ähnlich wie er es in zusammenhängenden Vorlesungen tun würde, das reiche vorhandene Forschungsmaterial und die Erfahrungen der Praxis in einer Form zu bearbeiten, daß der Leser des Buches in erster Linie mit den Eigenheiten des für das Bauwesen so wichtigen Baumaterials vertraut wird. Hierbei ist zu beachten, daß das Studium des Eisenbetons nicht das Studium der Statik mit einschließen oder gar ersetzen darf, daß vielmehr letzteres vom Material unabhängig bleiben und dem ersteren vorausgehen muß.

Allerdings kommt schon bei gewöhnlichen Beispielen im Eisenbetonbau die Möglichkeit zur Anwendung schwieriger statischer Aufgaben vor, mehr, als dies bei einem anderen Material der Fall ist, und dieser Umstand mag es erklärlich machen, warum der Unterricht im Eisenbetonbau manchmal ein Unterricht in der Statik wird.

Vielfach begegnet man in Fachkreisen Anschauungen, welche zeigen,

Digitized by Google

daß man nicht allgemein von der Wichtigkeit eines besonderen gründlichen Studiums der neueren Bauweise durchdrungen ist. Dies ist insbesonders bei denjenigen Fachleuten der Fall, die sich mit dem Eisenbeton wenig oder gar nicht befassen, oder welche glauben, daß mit der Berechnung der auftretenden Spannungen nach irgendeinem Verfahren genug geschehen ist. Sie vergessen, daß die Schwierigkeiten bei Eisenbetonbauten ganz anderer Natur sind, als dies z. B. bei Eisenkonstruktionen der Fall ist. Wiederholt kann man in der Praxis beobachten, daß bei sorgfältig durchgearbeiteten Entwürfen die Urheber derselben bei der ersten kleinen Rißbildung im Beton ratlos werden, wenn auch die Ursache manchmal nachträglich leicht festgestellt werden kann. Es zeigt sich eben, daß mit der Ermittlung der zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen nicht alles geschehen ist, wenn nicht eine gründliche Kenntnis der Eigenheiten des Eisenbetons damit Hand in Hand geht.

Was dem Eisenbeton schadet und seine Entwicklung bis zu einem gewissen Grade hemmt, ist das geringe Verständnis, das vielfach der Bauweise entgegengebracht wird, und die falschen Wege, welche oft der Unterricht geht. Viele Fehler, mancher Unfall wären vermieden worden, wenn die Ausbildung der Ingenieure immer in der richtigen Weise erfolgen würde.

In meinen Vorlesungen konnte ich zu Beginn eines jeden Semesters wiederholt die Frage hören, ob ich auch die Berechnung statisch unbestimmter Eisenbetonkonstruktionen, besonders von Rahmen vortragen werde. Diese Frage kam meist von solchen Hörern, welche schon in der Praxis des Eisenbetons tätig waren, weil sie besonders häufig in die Lage kamen, sich mit diesen Aufgaben zu befassen. Ich konnte den Fragenden immer nur dieselbe Antwort geben: Die Theorie der statisch unbestimmten Eisenbetonkonstruktionen ist eine Aufgabe der Statik. Wenn man mit dem Wesen des Eisenbetons vertraut ist, mit der Art des Zusammenwirkens und mit der Verteilung der inneren Spannungen auf beide Materialien, so wird man diejenigen Annahmen und Voraussetzungen machen können, welche der Berechnung von statisch unbestimmten Eisenbetonkonstruktionen zugrunde gelegt werden müssen. Diese gehören zu den Anwendungsbeispielen der Statik ebenso wie in das Anwendungsgebiet des Eisenbetons.

In diesem Sinne habe ich auch die Veröffentlichung der Vorlesungen in zwei Bände geteilt und unter Benutzung meiner früheren Arbeiten diesen Leitfaden durchgearbeitet.

Der erste Band ist besonders dem Studium der Eigenheiten des Eisenbetons gewidmet; er umfaßt die Grundlagen und die Theorie für Berechnung von Eisenbeton, wobei streng darauf gesehen wurde, diese mit den Ergebnissen der Versuchsforschung in Einklang zu bringen. An

Digitized by Google

der Hand verschiedener Beispiele wird auch gezeigt, wie weit die Theorie der Berechnungen mit den tatsächlichen Verhältnissen übereinstimmt.

Der zweite Band wird einige typische, durchgearbeitete Beispiele aus dem großen Anwendungsgebiet des Eisenbetons enthalten, welche der allgemeinen Praxis entnommen sind, unabhängig von bestimmten Firmen oder Systemen.

Im allgemeinen war es das Bestreben des Verfassers, dieses Buch unabhängig von irgend welchen behördlichen Bestimmungen zu machen, welche selbst von dem jeweiligen Stande der wissenschaftlichen Forschung abhängig sind. Ferner ein Werk über Eisenbeton zu schaffen, weder für noch gegen, mit Berücksichtigung aller Schwächen und Unklarheiten, deren Klärung dem noch offenen weiten Gebiete der Versuchsforschung vorbehalten bleibt.

Bei der Sichtung und Bearbeitung des reichhaltigen Versuchsmaterials, auch beim Durchlesen der Korrekturen haben die Herren Ingenieur Hans Ostertag und Dipl.-Ing. Waldemar Gercke außerordentlich schätzenswerte Dienst geleistet, wofür ich ihnen an dieser Stelle meinen besonderen Dank aussprechen möchte. Der Verlagsbuchhandlung möchte ich für die vorzügliche Ausstattung des Werkes bestens danken.

Ich hoffe, durch den vorliegenden ersten Band auch eine Zusammenfassung und Sichtung des bisher Erreichten zu geben und so eine sichere Grundlage für ein weiteres Forschen zu ermöglichen.

Berlin, Juli 1914.

Der Verfasser.

Das Buch war druckfertig und sollte im August 1914 im Buchhandel erscheinen, als der Krieg ausbrach. Wenn ich mich nach zwei Jahren, fern von jeder wissenschaftlichen und praktischen Fachtätigkeit, zur Herausgabe des Werkes entschließe, so geschieht es, um bei der zunehmenden Verwendung von Eisenbeton vielleicht einige nützliche Anregungen zu bieten.

Ich möchte noch die Hoffnung aussprechen, daß es mir nach Friedensschluß vergönnt sein möge, manche noch ungelöste Aufgabe weiterführen und ausbauen zu helfen. Durch meine Berufung auf den neugeschaffenen Lehrstuhl für Beton- und Eisenbetonbau an der technischen Hochschule in Karlsruhe hoffe ich mit Hilfe der neu auszubauenden baustatischen Versuchsanstalt der wissenschaftlichen Ausbildung der Bauingenieure diejenige Richtung geben zu können, die mir im Interesse einer gesunden Entwicklung des Eisenbetonbaues als wünschenswert erscheint. Die im Vorwort bezeichneten Richtlinien sind jedenfalls durch neuere Beobachtungen bekräftigt worden.

Digitized by Google

Trauernd möchte ich noch meines getreuen Mitarbeiters an diesem Buche, des Dipl.-Ing. Waldemar Gercke gedenken, der bereits Ende 1914 im Kampfe fürs Vaterland fiel. An ihm ist ein junger, vielversprechender Fachmann mit großem Wissen verloren gegangen, dem neben tiefster Gründlichkeit die Liebe zu wissenschaftlichem Forschen eigen waren.

Oktober 1916. **Der Verfasser.**

Digitized by Google

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Vorwort III
Zeichenerklärung XI
Einleitung 1

Erster Abschnitt: Grundlegende Fragen.

I. Beton 7
1. Allgemeines 7
2. Bestandteile 12
3. Mischen des Betons, Mischungsverhältnis 21
4. Längenänderungen des Betons beim Erhärten 27
5. Wärmeausdehnung und Wärmeleitung des Betons 32
6. Verhalten des Betons gegen verschiedene chemische Einflüsse . 34
7. Wasserdichtigkeit von Beton 42
8. Elastizität und Festigkeit 47
Die Größe der Elastizitätsmoduli auf Zug und Druck unter verschiedenen Einflüssen 58
Veränderlichkeit der Zug- und Druckfestigkeit unter verschiedenen Einflüssen 64
Einige Beispiele von Würfelfestigkeiten ausgeführter Bauten . . 82

II. Das Eisen 85

III. Das Zusammenwirken von Beton und Eisen 99
1. Die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen 100
2. Rostsicherheit und Entrosten der von Beton umhüllten Eiseneinlagen 119
3. Längenänderungen und Spannungen beim Erhärten von Eisenbeton 121
4. Dehnungsfähigkeit von Beton und Eisenbeton. Bedeutung der Wasserflecke 131
5. Das Verhalten von Eisenbeton bei höheren Temperaturen (bei Feuer) 155
6. Die Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton 163
7. Einfluß von rostbildenden Substanzen auf Eisenbeton beim Eintreten von Rissen 169

IV. Die Konstruktionselemente des Eisenbetonbaues 188
1. Darstellung eines typischen Eisenbetonbaues. Der Begriff der Monolität. Konstruktionselemente 188
2. Darstellung der Eiseneinlagen nach deren Wirkung in den Eisenbetonelementen 198

Digitized by Google

Seite

Zweiter Abschnitt: Die Grundlagen der statischen Berechnung . 201

V. Axialer Zug und Druck 203
1. Tragfähigkeit von Eisenbetonstützen 206
2. Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen mit Umschnürungen . . . 216
3. Umschnürtes Gußeisen. Umschnürter Kernbeton 235
4. Knickungsversuche mit Eisenbetonsäulen 237
5. Beispiele 241

VI. Der allgemeine Fall der Biegung bei Eisenbetonträgern mit rechteckigem und T-förmigem Querschnitt 248
1. Änderung des Querschnittes nach Lage und Form. Wanderung der Nullinie 249
2. Spannungsverteilung im Querschnitt 256
3. Der Einfluß der Belastung auf die Spannungsverteilung in rechteckigen und T-förmigen Querschnitten 258
4. Wirkung der Eiseneinlagen als Verstärkung der Zugzone . . . 266
5. Eiseneinlagen als Verstärkung der Druckzone 277
6. Das Verhältnis der Elastizitätsmoduli 284
7. Mitwirkung der Platten bei symmetrischen T-förmigen und bei unsymmetrischen ⅂-förmigen Querschnitten 285
8. Durchbiegungen. Bestimmung von E, J und n aus den Durchbiegungen 293
9. Einfluß wiederholter Belastungen auf Formänderungen und Spannungen 299
10. Schub- oder Scherspannungen, Schubfestigkeit und Schubelastizitätsmodul 302
11. Bedeutung der Rissebildung 317
12. Hauptspannungen. Spannungstrajektorien 322
13. Mittel zur Aufnahme der Hauptzugspannungen 329

VII. Berechnung der Normalspannungen und Schubspannungen in Eisenbetonquerschnitten 368
1. Berechnung der Normalspannungen σ_{bd}, σ_{bz} und σ_e bei rechteckigen Querschnitten 369
2. Normalspannungen im T-Balken 381
3. Nebenspannungen 389
4. Vergleich zwischen berechneten und wirklich auftretenden Normalspannungen 392
5. Berechnung der Schub- und Hauptspannungen 396

VIII. Biegung mit axialem Druck 402
Zusammenstellung der Gleichungen 407

IX. Graphisches Verfahren zur Ermittlung der Spannungen in Eisenbetonquerschnitten 409

X. Mittel zur Bestimmung der zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen in einem Bauwerk 414

XI. Beispiele 425
1. Beispiel 426
2. „ 428
3. „ 431
4. „ 433
5. „ 435
6. „ 438
7. „ 440

Digitized by Google

Seite

Dritter Abschnitt:
Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonträgern und -platten.

Statische Untersuchungsmethoden an größeren Bauteilen.
Berechnungsmethoden im Lichte von Versuchen.

XII. Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen 442
Ausarbeitung der Versuchsergebnisse und Schlußfolgerungen . . 482
1. Das Verhältnis der Durchbiegungen in der Mitte des belasteten Feldes bei den verschiedenen Versuchsobjekten 483
2. Bestimmung des Einspannungsgrades aus den gemessenen Neigungswinkeln der Balkenachse über den Auflagern 484
3. Ermittlung des Einspannungsgrades durch Vergleich der gerechneten mit den gemessenen Durchbiegungen 485
4. Beziehungen zwischen Tangentenwinkel und Sehnenwinkel . . 487
5. Die Versuchsergebnisse und die Theorie der Berechnungen . . 488

XIII. Trägerlose nach mehreren Richtungen bewehrte Eisenbetonplatten 496
1. Die Berechnung von Eisenbetonplatten nach dem Verfahren von Eddy 503
2. Näherungsverfahren 520
3. Versuche mit Eisenbetonplatten 523
4. Beispiele 533

Anhang I 549
Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement. Runderlaß vom 16. März und vom 26. März 1913 540
Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Dezember 1909 541
Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Eisenportlandzement. Dezember 1909 549

Anhang II 550
Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton. Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908 550

Anhang III 553
Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton (Laboratoriumsversuche). Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908 553

Nachtrag: Anhang IV 556
Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauten aus Eisenbeton 556

Sachregister 558

Digitized by Google

Zeichenerklärung

für die am häufigsten vorkommenden Zeichen und Abkürzungen.

$\alpha = \frac{1}{E}$ ..... Dehnungskoeffizient,

$\beta = \frac{1}{G}$ Schiebungskoeffizient,

$\left.\begin{matrix} a \\ b \end{matrix}\right\}$ = Seitenlänge für Querschnitte (in cm),

B = Breite der Platte bei T-Balken,

b = Stegbreite bei T-Balken,

d = Eisendurchmesser (in mm),

δ = Durchbiegung (in mm),

D_b = Mittelkraft der Druckspannungen im Beton,

D_e = Mittelkraft der Druckspannungen im Eisen,

D_p = Gesamtdruck in der Platte,

D_s = Gesamtdruck im Steg,

ε_d = Verkürzung des Betons,

ε_{bd} = größte Verkürzung in einem Querschnitt,

ε_z = Verlängerung des Betons,

ε_{bz} = größte Verlängerung in einem Querschnitt für Beton,

ε_e = Verlängerung der Eiseneinlagen,

ε_l = Längenänderung,

ε_q = Querdehnung, Querkonstruktion,

ε_s = Schwindmaß des Betons,

E_d = Elastizitätsmodul für Beton auf Druck (in kg/qcm),

E_{bd} = Elastizitätsmodul für Beton auf Druck (in kg/qcm), entsprechend ε_{bd} und σ_{bd},

E_z = Elastizitätsmodul für Beton auf Zug (in kg/qcm),

E_{bz} = Elastizitätsmodul für Beton auf Zug, entsprechend ε_{bz} und σ_{bz},

E_e = Elastizitätsmodul für Eisen (in kg/qcm),

f_e' = Querschnitt der einzelnen Eisen (in qcm) für Druck,

f_e = Querschnitt der einzelnen Eisen (in qcm) für Zug,

F_e' = Gesamtquerschnitt der Eisen (in qcm) für Druck,

F_e = Gesamtquerschnitt der Eisen (in qcm) für Zug,

F_b = Betonquerschnitt (in qcm),

f_{eb} = Bügelquerschnitt (in qcm),

F_i = ideeller Querschnitt,

F_k = Betonquerschnitt des Kerns innerhalb einer Umschnürung (in qcm),

g = Eigengewicht pro lfdm oder qm,

$G = \frac{1}{\beta}$ Schubelastizitätsmodul (in kg/qcm),

Digitized by Google

$h.$ = Querschnittshöhe (in cm),
h_1 h' = Höhe des nutzbaren Querschnittes (in cm),
h_{zD} = Abstand der Mittelkräfte von Zug und Druck in einem Querschnitt (in cm),
$H.$ = Haftkraft von Eisen im Beton,
J = Trägheitsmoment,
J_n J_o = Trägheitsmoment bezogen auf die Nullinie,
J_b = Trägheitsmoment des Betonquerschnittes,
J_e = Trägheitsmoment des Eisenquerschnittes,
K_b = Druckfestigkeit des Betons (in kg/qcm),
K_d = Drehungsfestigkeit (in kg/qcm),
K_s = Scherfestigkeit,
K_z = Zugfestigkeit des Betons,
K_z' = Biegungszugfestigkeit des Betons,
l = Spannweite (in m),
l_1 = lichte Weite (in m),
$m = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_q}$ Poissonsche Konstante,
M = Biegungsmoment (in kgcm, kgm oder in tm),
$n = \frac{E_e}{E_{bd}}$,
$n' = \frac{E_{bz}}{E_{bd}}$,
$\nu = \frac{E_e}{E_{bz}}$,
$\varphi = \frac{f_e}{bh}$ Eisengehalt bezogen auf den nutzbaren Betonquerschnitt in %,
P = Einzellast,
q = gleichförmig verteilte Belastung pro lfdm oder qm,
Q = Querkraft,
σ_d = Druckspannung im Beton (in kg/qcm),
σ_{bd} = größte Druckspannung in einem Betonquerschnitt (in kg/qcm),
σ_z = Zugspannung von Beton (in kg/qcm),
σ_{bz} = größte Zugspannung in einem Querschnitt (in kg/qcm),
σ_e = Spannung im Eisen (in kg/qcm),
σ_{ed} = Druckspannungen im Eisen,
σ_{ez} = größte Zugspannungen im Eisen,
σ_{st} = Fließ-, Stauch- oder Streckgrenze des Eisens,
Σ = Hauptspannungen,
S = statisches Moment,
S_n = statisches Moment, bezogen auf die Nullinie,
τ = Schub- oder Scherspannung (in kg/qcm),
τ_0 = scheinbare Schubspannungen,
W = Würfelfestigkeiten von Beton (in kg/qcm),
W' = Prismenfestigkeit von Beton (in kg/qcm),
x = Abstand der Nullinie vom Druckrande eines Querschnittes (in cm),
Z = Zugkräfte,
Z_b = Mittelkraft der Zugspannungen im Beton,
Z_e = Mittelkraft der Zugspannungen im Eisen.

Digitized by Google

Einleitung.

Die Entwicklung, welche der Eisenbeton im letzten Jahrzehnt im Bauwesen genommen hat, ist so allgemein bekannt, daß auf eine weitere Würdigung seiner Bedeutung hier nicht eingegangen werden soll[1]).

Der Verfasser will nur einen kurzen Überblick geben, welcher zeigen soll, was die tieferen Ursachen dieser Entwicklung sind, die ohne Beispiel in der Geschichte des Bauwesens dasteht, und auf welche Umstände sie zurückzuführen ist. Man muß unterscheiden zwischen denjenigen Gebieten, wo der Beton, bzw. Eisenbeton Holz, Stein und Eisen als tragende Bauteile ersetzt, und denjenigen Gebieten des Bauwesens, wo der Beton an die Stelle von Mauerwerk getreten ist. Im letzteren Falle kann man Schritt für Schritt einen Zusammenhang mit der Vervollkommnung der Herstellung des Portlandzementes beobachten, während in dem ersten Falle einzig und allein die wissenschaftlichen Forschungen als die Ursache der Entwicklung anzusehen sind. Mit Rücksicht auf viele im Bauwesen verbreitete irrige Anschauungen möchte ich es nicht unterlassen, hervorzuheben, daß ohne eine Entwicklung des wissenschaftlichen Versuchswesens eine Entwicklung des Eisenbetons nicht möglich gewesen wäre. Hierbei ist aber streng zu unterscheiden zwischen den oft wenig wissenschaftlichen Belastungsproben und derjenigen Forschung, welche es sich zur Aufgabe gemacht hat, grundlegende Fragen und statische Aufgaben auf streng wissenschaftlichem Wege zu untersuchen und zu klären.

Nach dem Gesagten fällt der Beginn der Entwicklung des Eisenbetonbaues nicht mit seiner Erfindung oder Entdeckung zusammen, sondern mit dem Zeitpunkte, zu welchem man eine richtige Vorstellung von dem Werte der Eiseneinlagen gewann. Ich erwähne dies, weil versucht wurde, die Entwicklung des Eisenbetonbaues mit der Erfindung des Gärtners Monier in engeren Zusammenhang zu bringen, mit

[1]) Eine eingehende und erschöpfende geschichtliche Darstellung von der Entwicklung in Theorie und Praxis des Eisenbetons von Foerster ist im Handbuch für Eisenbetonbau, I. Band, enthalten.

Digitized by Google

jener sogenannten Zufallserfindung, auf welche in jedem Lehrbuch für Eisenbeton hingewiesen wird. Die Verdienste Moniers sollen durchaus nicht geschmälert werden, aber genügt es nicht, darauf hinzuweisen, daß man nie Eisenbeton in der Weise hätte herstellen können, wie dies von Monier angeregt wurde? Das zufällige Zusammensein von Beton und Eisen bei irgendeinem Bauteil sagt noch nicht, daß dies wirklich Eisenbeton ist. In der Geschichte des Eisenbetons wird immer und immer wieder die Tatsache hervorgehoben, daß schon vor mehreren Jahrzehnten die Amerikaner Beton mit Eisen verstärkt hatten, um ihn tragfähiger zu machen. Auch dieses war kein Eisenbeton und zeigt nur, wie so häufig in der Technik, daß eine Sache schon früher angewendet wurde, bevor ihr wirklicher Wert erkannt war.

Noch deutlicher wird diese Anschauung durch folgende Beobachtungen bestätigt: Es ist ohne weiteres einzusehen, daß die Entwicklung des Eisenbetonbaues sich auch in der Entwicklung und in dem Verbrauch des Portlandzements widerspiegeln muß. Aus einer Zusammenstellung des Vereins deutscher Portland-Zementfabrikanten ist ein großer Teil der Entwicklungsgeschichte herauszulesen. Zu Anfang der achtziger Jahre, zur Zeit der ersten Verwendung des Eisenbetons, werden in Deutschland $2^1/_2$ Millionen Faß Zement (das Faß zu 170 kg) verbraucht. Der Verbrauch steigt im Jahre 1885 auf das Doppelte, im Jahre 1893 auf das Vierfache, und erst von diesem Zeitpunkt an kann man eine raschere Zunahme bemerken. Während im Jahre 1897 nur 13 Millionen Faß Zement versandt werden, steigt der Verbrauch im Jahre 1898 auf $17^1/_2$ Millionen Faß, und im Jahre 1907 auf nahezu 27 Millionen Faß. Man ersieht aus diesen Zahlen deutlich, in welche Zeit die Entwicklung des Eisenbetons fällt. Noch deutlicher ersieht man aus der Entwicklung der amerikanischen Portlandzementfabrikation die Zunahme der Verwendung von Beton und Eisenbeton im Bauwesen, wenn man die Zahlen seit dem Jahre 1896 vergleicht. Während im Jahre 1897 nur etwa 11 Millionen Faß Zement verbraucht wurden, stieg der Verbrauch im Jahre 1907 auf 55 Millionen Faß. Diese Angaben (welche aus dem wertvollen Buch von Naske[1]) entnommen sind), veranschaulichen auch die Entwicklung der Beton- und Eisenbetonbauweise. Wenn sie auch nicht ein klares Bild geben, so beweisen sie doch, daß die eigentliche Entwicklung in das letzte Jahrzehnt fällt, und damit wollte ich ferner beweisen, daß mit den fortschreitenden Arbeiten in Theorie und Forschungswesen die Entwicklung der ganzen Bauweise Hand in Hand geht.

---

[1]) Carl Naske, „Die Portland-Zement-Fabrikation". Ein Handbuch für Ingenieure und Zementfabrikanten. Zweite, vollständig umgearbeitete und vermehrte Auflage mit 359 Abb. im Text und 2 lithogr. Tafeln. Verlag von Theod. Thomas, Leipzig 1909.

Digitized by Google

Die erste ausgedehnte Anwendung des Eisenbetons ist einigen weitausschauenden und tatkräftigen Unternehmern zu danken, von welchen einige eine ganz falsche Vorstellung von der Wirkung der Eiseneinlagen hatten. Ich erinnere an das tragische Ende eines der ersten deutschen Betonbauunternehmer bei der Belastungsprobe einer von ihm erbauten Brücke. Der mit Erfolg tätige Betonbauunternehmer wollte bei einem Brückenbau Eisenbeton anwenden. Zu jener Zeit wußte man, daß Eiseneinlagen dem Beton im Sinne der Monierschen Erfindung eine erhöhte Tragfähigkeit verleihen; dies veranlaßte den Unternehmer, eine Betonbrücke zu bauen, in welche Eisen eingelegt wurden. Die Abmessungen der Brücke wurden schwächer gehalten; die Eiseneinlagen waren nicht dort, wo sie hingehört hätten, und die Folge davon war, daß der in seinem Sicherheitsgefühl unterhalb der Brücke befindliche Unternehmer bei dem Einsturz während der Belastungsprobe sein Leben einbüßte.

Die ersten Unternehmer in Deutschland führten Belastungsproben aus, bevor sie an die Anwendung der neuen Bauweise gingen, und in Deutschland und Österreich war es, wo die ersten brauchbaren Näherungstheorien für die Berechnung der Eisenbetonbauten entstanden sind unter Mitwirkung einiger bekannter Fachleute wie Koenens, des Brünner Professors Neumann u. a. Die praktische Ausbildung in größerem Maßstabe und die ersten großen Ausführungen sind den Franzosen zu danken, unter ihnen in erster Linie Hennebique und Coignet. Doch wir wissen heute, daß diese französischen Ausführungen, welche für die spätere Entwicklung des Eisenbetonbaues grundlegend waren, Konstruktionen aufweisen, die nach dem heutigen Stande der Wissenschaft durchaus nicht einwandfrei zu nennen sind. Das gleiche ist der Fall mit den Berechnungen, mit welchen die große Unternehmerfirma Hennebique sehr bald einen großen Teil der Eisenbetonunternehmer in der ganzen Welt versorgte.

Bei der später einsetzenden Verwendung des Eisenbetons in Amerika ist besonders hervorzuheben, daß man für ein gutes mechanisches Zusammenwirken von Beton und Eisen sorgte und nicht an die übernatürliche Eigenschaft einer großen Adhäsion zwischen beiden Materialien glaubte.

Mit der fortschreitenden Vervollkommnung der Theorie entwickelte sich auch der Eisenbetonbau sehr rasch.

Wenn wir auch heute noch keine vollkommen einwandfreie Theorie für die Berechnungen von Eisenbeton besitzen, so ist doch dank der regen wissenschaftlichen Forschungsarbeiten des letzten Jahrzehnts unsere Erkenntnis von den grundlegenden Eigenschaften gewachsen, und man kann mit Recht behaupten, daß uns heute die Möglichkeit gegeben ist, Eisenbetonbauten sicher und richtig auszuführen.

Digitized by Google

Wenn ich von dem Untersuchungswesen spreche, so sind hier nicht die Belastungsproben gemeint, die ja schon lange angewandt wurden, um die Tragfähigkeit von Bauteilen zu ermitteln; auch nicht das Materialprüfungswesen, das uns über die Materialeigenschaften genaue Aufschlüsse gibt, und das durch die hervorragende Tätigkeit von Männern wie Bauschinger, Tetmayer, Bach und Martens zu großer Vollkommenheit gelangt ist. Ich meine das Untersuchungswesen, das es sich zur Aufgabe gemacht hat, die Kräfteverteilung in ganzen Bauteilen mit Hilfe von Formänderungsmessungen zu erforschen. In meiner auf Versuchen aufgebauten Arbeit[1]) habe ich in der Vorrede gesagt: „Das Versuchswesen soll für den Ingenieur das sein, was die Anatomie für den Arzt bedeutet." Ich sehe mich hier zu einer Ergänzung veranlaßt. Die Anatomie befaßt sich nicht nur mit den Methoden der Untersuchungen, sondern auch mit den Untersuchungen an ganzen organischen Wesen und Teilen derselben und über deren Verhältnis zum Ganzen. Es ist derselbe Weg, den das neuere technische Forschungswesen gehen muß, wenn es für die Praxis des Ingenieurs von Wert sein soll. Wir dürfen uns nicht begnügen, die Materialeigenschaften zu untersuchen, wir müssen auch die Wirkungen der Materialien in ganzen Bauteilen erforschen, und umgekehrt, Bauteile derart zergliedern, daß wir in der Lage sind, die Wirkungen der Materialien in Bauteilen zu ergründen. Diesen natürlichen Entwicklungsgang hat auch das technische Prüfungswesen in den letzten Jahren genommen, und auf diesem Wege müssen wir zur Ausbildung der Materialprüfungsanstalten in Ingenieurlaboratorien kommen. Nur so wird es uns möglich sein, dem Ziele des wissenschaftlich arbeitenden Ingenieurs am nächsten zu kommen, Berechnungsmethoden zu schaffen, deren Ergebnisse den tatsächlichen Verhältnissen so nahe als möglich kommen.

Wir können es an verschiedenen Aufgaben der Statik beobachten, wie wenig manchmal die berechneten Werte mit den mit Hilfe von Messungen direkt ermittelten Ergebnissen übereinstimmen, weil oft eine schöne mathematische Ableitung über Gebühr geschätzt und dabei übersehen wird, die Richtigkeit der Voraussetzungen und der Annahmen zu überprüfen. Ich möchte hier anführen, was Föppl in seinem Vorwort zur Einführung in die Mechanik sagt:

„Die Mechanik macht ausgiebigen Gebrauch von den Hilfsmitteln der Mathematik. Bei aller Anerkennung dieser schätzenswerten Dienste

[1]) E. Probst, „Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit". Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abt. I für Metallprüfung mit armierten Betonbalken. Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde, herausgeg. im Auftrage der Kgl. Aufsichts-Kommission. Ergänzungsheft I. Verlag Julius Springer, Berlin 1907.

Digitized by Google

darf man aber darum die Rolle, die die Mathematik in der Mechanik spielt, auch nicht überschätzen oder gar das mathematische Gewand, in das die Lehren der Mechanik gekleidet sind, als die Hauptsache betrachten. Je weniger Rechnung für die Lösung einer Aufgabe der Mechanik aufgewendet zu werden braucht, desto besser ist diese Lösung vielmehr."

Überblickt man die große Zahl der theoretischen Abhandlungen auf dem Gebiete des Eisenbetons, so wird man nur sehr selten neue Gedanken darin finden. Gewöhnlich werden bewährte Theorien, die von hervorragenden Fachleuten für Bauteile aus anderen Materialien aufgestellt wurden, einfach auf den Eisenbeton übertragen, ohne daß die Grundbedingungen geprüft werden. Es wird dabei übersehen, daß es sich bei den Theorien für den Eisenbeton weniger um die Schaffung einer eigenen Statik handelt, die ja nicht vom Material abhängig ist, sondern um die Voraussetzungen und die Annahmen, die beim Eisenbeton wesentlich anders sind, als bei anderen Materialien.

Allerdings beschäftigt sich auch die wissenschaftliche Forschung des Eisenbetons mit allgemeinen statischen Aufgaben. Dies hat aber seinen Grund darin, daß man hier leichter als bei irgendeinem anderen Material alle Formänderungen und Spannungsverhältnisse genau beobachten kann, z. B. mit Hilfe der sogenannten Wasserflecke, der Riß- und Bruchbildung u. a.

Weil zu Beginn der Eisenbetonentwicklung zu viel Materialprüfungen und zu wenig Untersuchungen an ganzen Bauteilen vorgenommen wurden, sind nur wenige Ergebnisse von Wert. Andererseits ist es erklärlich, daß früher jeder Belastungsversuch und jede Materialprüfung als eine wissenschaftliche Tat gepriesen wurde, während sich später in vielen Fällen zeigte, daß diese Ergebnisse zum Teil unrichtig waren.

Eine Sichtung des zahlreich angehäuften Versuchsmaterials mußte dieser Arbeit vorangehen. Daß dies bei der außerordentlich regen Forschertätigkeit auf dem Gebiete des Eisenbetons nicht so vollkommen geschehen konnte, wie es der Wunsch des Verfassers gewesen wäre, werden diejenigen Fachkollegen verstehen, die selbst nicht zu studieren und zu forschen aufhören. Wohl aber war ich bemüht, besonders diejenigen wissenschaftlichen Untersuchungen eingehend zu bearbeiten, welche sich mit der Klärung einzelner grundlegender Fragen befassen und zur Schaffung von Grundlagen für die statische Berechnung dienen sollten.

Die Einteilung des ersten Bandes ist derart getroffen, daß vorerst die Eigenheiten der verwendeten Baustoffe, Beton und Eisen, besprochen sind an der Hand verschiedener Untersuchungen, insbesondere aber unter Berücksichtigung derjenigen Eigenschaften, welche beim

Digitized by Google

Zusammenwirken der beiden Materialien in Frage kommen. In einem weiteren Abschnitte werden Ursachen und Wirkungen des Zusammenarbeitens von Beton und Eisen behandelt. Dieser Teil ist von besonderer Wichtigkeit, weil er vielfach die Quelle unrichtiger und sinnwidriger Annahmen für die statischen Berechnungen ist. Darauf bauen sich die wissenschaftlichen Forschungen zur Ermittlung der Form- und Spannungsänderungen auf und als schließliches Ergebnis die Aufstellung der Grundsätze für die Statik des Eisenbetons. Es sollen alle diejenigen Wege besprochen werden, welche zur Schaffung einer Theorie für die Berechnungen von Eisenbeton gegangen wurden, mit einer gleichzeitigen Prüfung der für die Praxis zweckmäßigsten.

Zum Schluß werden die Theorien der über mehrere Stützen durchlaufenden Träger und trägerlosen Eisenbetonplatten an der Hand von Versuchen besprochen.

Digitized by Google

Erster Abschnitt.

Grundlegende Fragen.

I. Beton.

1. Allgemeines.

Bei der Verwendung des Betons wird bis in die jüngste Zeit in unserer Praxis ein Unterschied gemacht, ob es sich um Bauteile mit oder ohne Eisenlagen, ferner ob es sich um kleinere oder größere Massen Beton handelt, und danach verwendet man auch nassen oder trockenen Beton.

Je nach dem Wasserzusatz hat man Unterschiede gemacht zwischen erdfeuchtem und plastischem Stampfbeton, nassem oder weichem Beton bis zu der neuesten in Amerika in vielen Fällen angewandten Form der Betonzubereitung, dem Guß- oder Schüttbeton.

Sieht man den Beton als ein Gemenge von Zement, Sand und Kies oder Steinschotter an, so sind je nach dem Wasserzusatz diese Begriffe in folgender Weise erklärt worden: Als erdfeuchter Beton ist derjenige anzusehen, welcher so viel Wasser enthält, daß er sich mit der Hand noch ballen läßt. Als plastischer Stampfbeton ist derjenige anzusehen, der um etwa 50% mehr Wasser als der vorgenannte enthält. Beton mit größeren Wasserzusätzen kann als weicher oder nasser Beton bezeichnet werden. Guß- oder Schüttbeton erhält man dann, wenn ein größerer Überschuß an Anmachwasser verwandt wird.

Bei Eisenbeton kann man in der Regel Stampfbeton gar nicht verwenden, selbst wenn man dies beabsichtigen würde. Bedenkt man ferner, daß nach den reichen Erfahrungen der Praxis eine gute Umhüllung der Eiseneinlagen und eine Rostsicherheit nur durch einen plastischen Beton zu erzielen ist, so ist die Frage, welcher Beton in diesem Falle zu verwenden ist, von selbst beantwortet.

Anders ist es bei der Verwendung kleinerer oder größerer Betonmassen ohne Eiseneinlagen, wo die Möglichkeit zum Stampfen vorhanden ist. Die neueren Erfahrungen haben aber gezeigt, daß auch hier in vielen Fällen ein plastischer oder breiiger Beton zweckdienlicher sein wird als Stampfbeton.

Ich habe die Unterschiede etwas näher gekennzeichnet, um des weiteren zu untersuchen, ob diese Unterschiede nicht besser ganz wegfallen könnten, und ob nicht in Zukunft im Bauwesen bei der Verwen-

Digitized by Google

dung von Beton ein einheitliches Verfahren in der Herstellung und in der Verarbeitung mehr zu empfehlen sein dürfte, unabhängig davon, ob der Beton zu reinen Beton- oder Eisenbetonbauten verwandt wird.

Diese Frage ist, soweit es sich um Stampfbeton handelt, schon im Jahre 1901 aufgeworfen und durch einen vom Deutschen Beton-Verein eingesetzten Arbeitsausschuß zu klären versucht worden. Eine Klärung ist nicht gelungen. Die Meinungen waren damals auch nach den Ergebnissen einer größeren Zahl von Versuchen geteilt, aber als besonders bemerkenswert möchte ich eine Äußerung eines Mitgliedes dieser Kommission, des Stadtrates Braun-Ulm[1]), hervorheben, welcher seine Überzeugung dahin aussprach, daß für 99% der Bauten nach seiner Ansicht „der plastische Beton das zuverlässigste, sicherste, allgemein anzuwendende und daher unbedingt zu bevorzugende Baumaterial ist. Der erdfeuchte oder gar mehltrockene Beton, der beim Ballen an der Hand nicht einmal kleben bleibt, sei aber für gewöhnlich geradezu zu verbieten."

Ähnlich liegen die Verhältnisse heute, wo man sich in vielen Fällen die Frage vorlegen muß, ob nicht an Stelle von Stampfbeton der weiche, nasse Beton auch bei reinen Betonbauten mit besserem Erfolg verwandt werden könnte; denn bei Stampfbeton ist man nicht nur von der Güte der Stampfarbeit, sondern auch von der guten Verbindung der übereinanderliegenden Stampfschichten abhängig.

Die Ausnutzung der für eine bestimmte Mischung von Stampfbeton gefundenen Festigkeiten kommt wohl selten in Frage, um so mehr, als man selbst unter den allergünstigsten Verhältnissen nicht mit zuverlässigen Zahlen für bestimmte Mischungen rechnen kann. Außerordentlich lehrreich ist in dieser Beziehung eine wertvolle Zusammenstellung von Druckversuchen an gestampften Betonwürfeln, welche im Jahre 1912 nach den Normen im kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde ausgeführt wurden. Hierbei ist zu beachten, daß bei diesen Laboratoriumsversuchen die Auswahl des Materials mit größter Sorgfalt erfolgt, daß möglichst gleichmäßiges Material verwandt wird, daß dieselben geschulten Arbeiter zu der Herstellung aller Probewürfel verwandt werden, und daß der Wasserzusatz ganz genau ermittelt wird. Alle diese Grundbedingungen können meist in der gewöhnlichen Baupraxis nicht erfüllt werden.

In einer Zusammenstellung zeigt sich für eine Mischung 1 : 3 ein Schwanken der Zahlen für die Druckfestigkeit zwischen 246 und 530 kg/qcm. Bei einer Mischung 1 : 4 liegen die ermittelten Festigkeitszahlen zwischen 188 und 443 kg/qcm. Bei einer Mischung 1 : 5 schwan-

[1]) S. Mitteilungen über die Herstellung von Betonkörpern mit verschiedenem Wasserzusatz sowie über die Druckfestigkeit und Druckelastizität derselben. Veröffentlicht von C. Bach. Mit 11 Tafeln. Carl Grüninger, Stuttgart 1903.

Digitized by Google

ken die Zahlen zwischen 120 und 392 kg/qcm, bei einer Mischung 1 : 6 ist die niedrigste Druckfestigkeit 113 und die höchste 284 kg/qcm usw.

Man sieht an diesen Zahlen, welchen Schwankungen die Druckfestigkeiten von Betonproben gleicher Mischung und von nahezu gleichem Wasserzusatz unterworfen sind. Man ersieht ferner, daß man auch nicht annähernd mit bestimmten Werten für die Druckfestigkeiten von Betonmischungen des gleichen Mischungsverhältnisses rechnen kann.

Eine andere Frage ist, ob es bei Stampfbeton immer möglich sein wird, eine dichte, homogene Masse herzustellen. Daß dies selbst bei

Fig. 1. Abbruch von Stampfbeton.

sorgfältigster Arbeit nicht immer erreichbar ist, geht aus einigen in der Literatur bekannten Beispielen hervor.

Aus neuerer Zeit stammt ein außerordentlich interessantes Beispiel von dem Bau der Berliner Untergrundbahn[1]). In den Jahren 1911 und 1912 mußten am Wittenbergplatz gelegentlich eines Umbaues die Betonmassen des vor etwa 11 Jahren aus Stampfbeton hergestellten Untergrundbahntunnels in einem Umfang von 6000 cbm wieder entfernt werden. Die Zertrümmerung der Betonmassen wurde größtenteils durch Sprengungen vorgenommen. Es zeigte sich hierbei, daß zwischen einzelnen Stampfschichten ein Abheben erfolgte in der Weise, wie es in Fig. 1 deutlich zu sehen ist. Die einzelnen Bruchstücke be-

[1]) Die Mitteilungen und Abbildungen verdankt der Verfasser Herrn Baudirektor Kreß von Siemens & Halske (Bau der Berliner Untergrundbahn).

Digitized by Google

standen aus Platten von 15—20 cm Stärke, welche den Stampfschichten entsprachen. Die Schichtflächen waren ziemlich eben. An einigen Stellen, wo nicht gesprengt wurde, sondern das Beseitigen des Betons von Hand erfolgte, löste er sich auch plattenförmig nach den Stampfschichten. Es zeigt sich also, daß der Zusammenhang der einzelnen Stampfschichten nur ein sehr loser war.

Fig. 2. Abbruch von plastischem Beton.

Ein ganz anderes Verhalten zeigte der plastische Beton bei dem Abbruch eines 18 m langen Teiles des Spreetunnels, welcher auch weggesprengt wurde. Das Bauwerk war ein steifer Eisenbetonrahmen mit durchschnittlich 1 m Wandstärke; die Eiseneinlagen waren quadratisch. Eine Abtrennung nach Schichten war in keiner Weise zu bemerken, im Gegenteil zeigte sich ein vollständig gleichförmiges Material (Fig. 2). Der Grund hierfür ist, daß bei diesem (2 Jahre alten) Bauwerk plastischer Beton verwandt werden mußte, weil ein Stampfen der Decke und der Sohle wegen der vielen Eiseneinlagen unmöglich war.

Als eine Schwäche des Stampfbetons sind die Stampfschichten anzusehen, selbst wenn sie in einer Stärke von 15—20 cm ausgeführt werden. Wird sehr sorgfältig gestampft, so entsteht an der Trennungsfläche von je 2 Schichten eine glatte Fuge, welche einer Kräftewirkung parallel zu dieser Fuge nur einen geringen Widerstand bieten wird. So haben Versuche der Baubehörde in Kiel ergeben, daß die Scherfestigkeit in den Stampffugen nach 1 Monat nur $^1/_4$—$^1/_5$ der sonstigen Scherfestigkeit beträgt.

Es ist daher leicht einzusehen, daß selbst bei gleichmäßigem Stampfen und bei sorgfältigster Ausführung schwache Stellen in einem derartigen Bauwerk in den Stampffugen auftreten werden. Gerade von solchen

Digitized by Google

schwachen Stellen hängt bei Ingenieurbauten die Güte des Bauwerkes ab.

Aus den angeführten Gründen dürfte es daher im allgemeinen angebracht sein, nassen Beton von breiiger Beschaffenheit selbst in solchen Fällen, wo keine Eiseneinlagen vorhanden sind, zu verwenden.

Verwendet man den Beton zu Betonbauten mit großen Massen, so wird man ein anderes Zuschlagmaterial mit größerem Korndurchmesser wählen können. Bei Eisenbetonbauteilen mit kleinen Abmessungen, z. B. bei den gewöhnlichen Hochbaukonstruktionen, wird man feineres Material von Kies- oder Steinzuschlag wählen. Der größte Korndurchmesser wird hier schon durch die Entfernung der Eiseneinlagen begrenzt sein.

In der Praxis des Eisenbetonbaues zeigte es sich, daß besonders bei vielen Eiseneinlagen das Stampfen sehr schwierig, manchmal unmöglich wurde, daß ferner eine gute Einbettung und ein dichtes Anschmiegen des Betons an die Eiseneinlagen nur selten zu erzielen war. Deshalb konnte man bemerken, daß manchmal in der Zone der Eiseneinlagen ein plastischer, breiiger Beton zur Verwendung kam, während in der Druckzone, wo keine Eiseneinlagen vorhanden waren, ein viel trockenerer Beton verwandt wurde. Es braucht nicht erst gesagt zu werden, daß eine derartige Verwendung von zwei verschiedenen Betonmischungen bei demselben Bauteil nicht gutgeheißen werden kann, daß man vielmehr ein gutes Material nur dann zu erwarten hat, wenn man im ganzen Bauteil die gleiche Mischung und den gleichen Wasserzusatz nimmt.

Bei der Verwendung von Eisenbetonstützen mit einer starken Längs- und Querbewehrung hat man sich auch bald überzeugen können, daß eine Verwendung von Stampfbeton mit großen Schwierigkeiten verbunden war, und daß die Güte der Arbeit darunter zu leiden hatte. Liegen die Bügel ganz nahe aneinander, wie bei der Verwendung von umschnürtem Beton, so wird in den meisten Fällen ein Stampfen nahezu unmöglich. Deshalb ist man in der Praxis des Eisenbetonbaues notgedrungen auf die Verwendung von plastischem Beton übergegangen, welcher neben anderen Vorzügen den Vorteil hat, daß er die Eiseneinlagen sehr gut umhüllt und sich besser an sie anschmiegt, als der trocken verarbeitete Beton.

Allgemein wird bei der Verwendung von Beton zu beachten sein, ob er große Festigkeit, große Dichtigkeit, oder beides zusammen aufweisen soll. Es ist nun bekannt und auch durch neuere Untersuchungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton bestätigt worden, daß einer größeren Dichte eine größere Festigkeit entspricht. Will man Beton von großer Festigkeit herstellen, so wird man eine größere Dichte zu erzielen trachten. Grundsätzlich wird die Güte des

Digitized by Google

Betons von der Güte des Mörtels und von dem Verkittungsgrad abhängig sein. Je besser die einzelnen Hohlräume ausgefüllt werden, desto dichter und besser wird der Beton sein. Zweifellos ist nun das Stampfen des Betons sehr geeignet, die Dichte des Materials zu erhöhen. Sonach ist einleuchtend, daß der Stampfbeton bei sonst gleichen Verhältnissen die größten spezifischen Festigkeiten aufweisen wird. Diese Tatsache hat vielfach die Meinung aufkommen lassen, daß nur durch Stampfen ein Beton von hoher Dichte und Festigkeit erzeugt werden kann.

Ich habe auf die Fehlerquellen bei Stampfbeton hingewiesen und auch durch ein Beispiel gezeigt, wie schwierig es ist, in diesem Falle ein homogenes Material herzustellen, und daß die Stampffugen in der Regel gefährliche Stellen auch bei einer sehr sorgfältigen Herstellung bedeuten werden. In späteren Abschnitten soll gezeigt werden, daß auch durch andere Mittel als durch Stampfen ein dichtes Material von hoher Festigkeit hergestellt werden kann, welches aber den Vorzug hat, in seinem Gefüge durchaus gleichartig zu sein.

Damit soll aber nicht gesagt werden, daß es nicht auch Fälle geben wird, wo man mit Vorteil den Stampfbeton anwenden kann; z. B. bei Betonblöcken, bei dünnen Platten von großer Ausdehnung, wo die ganze Stärke in einer Schicht gestampft werden kann, ferner bei Betonwerksteinen usw.

Durch diese Ausführungen sollte schon in diesem ersten Abschnitt auf die in der Praxis vielfach bestehenden irrigen Anschauungen hingewiesen werden, welche dem gestampften Beton immer den Vorzug geben.

2. Bestandteile.

a) Bindemittel. Bei der Besprechung der Bindemittel ist es am zweckmäßigsten, dies nach den verschiedenen Mörtelarten zu tun.

Man unterscheidet nach Tetmajer unselbständig erhärtende, z. B. Luftkalkmörtel, und selbständig (auch unter Luftabschluß) erhärtende Mörtel. Letztere erhält man bei Verwendung von Romanzement, Portlandzement, Eisenportlandzement, Schlackenzement und Puzzolanzement.

Wir wollen uns nur mit denjenigen befassen, welche im Beton- und Eisenbetonbau zur Anwendung kommen. Während Romanzement, der nur in außergewöhnlich seltenen Fällen angewandt wird, ein Naturprodukt ist, das nur gebrannt und gelöscht zu werden braucht, sind die im Betonbau gebräuchlichen Bindemittel fast alle Kunstprodukte. Das sind solche, die aus in der Natur vorkommenden oder künstlichen Produkten aufbereitet werden müssen.

Es würde zu weit führen, hier die chemischen und physikalischen Eigenschaften aller Bindemittel eingehend zu besprechen. Da es aber

Digitized by Google

von größter Wichtigkeit ist, über die Eigenschaften und über die Prüfungsmethoden der Bindemittel dasjenige zu wissen, was bei der Beurteilung ihrer Brauchbarkeit wesentlich ist, sollen hier nur in einer kurzen Erklärung die wichtigsten Zemente gestreift werden.

Bei einem gründlichen Studium aller dieser Fragen sei auf das Buch von Professor Schoch[1]) hingewiesen, aus welchem auch die meisten Angaben dieses Abschnittes entnommen sind.

Romanzemente sind Erzeugnisse, welche aus tonreichen Kalkmergeln durch Brennen unterhalb der Sintergrenze und darauffolgende Zerkleinerung auf Mehlfeinheit gefunden werden. Ihre Erhärtung beginnt meist schon nach wenigen Minuten. Das spezifische Gewicht ist verschieden und steigt selten über 3, der Glühverlust selten über 5%. Sie müssen an der Luft und unter Wasser raumbeständig sein.

Portlandzemente sind Erzeugnisse, welche aus Kalkmergeln oder künstlichen Mischungen ton- und kalkhaltiger Materialien durch Sinterung im Feuer und darauffolgende Zerkleinerung auf Mehlfeinheit gewonnen werden. Zusätze fremder Stoffe bis zu 2% des Gewichtes, soweit es sich um Regelung technisch wichtiger Eigenschaften des Portlandzements handelt, sind ohne Änderung des Namens zulässig. Das spezifische Gewicht ist gewöhnlich größer als 3,1, der Glühverlust liegt meistens unter 2%. Steigt der Glühverlust bis 3%, so ist das spezifische Gewicht gewöhnlich unter 3,1.

Portlandzemente, welche ohne besondere Aufbereitung aus Mergeln nur durch Brennen bis zur Sinterung und nachfolgendes Feinmahlen erhalten werden, bezeichnet man als Naturzemente. Sie sind nicht so gleichmäßig wie die Portlandzemente.

Vielfach wird auch in der deutschen Praxis bei Wasserbauten Traß als hydraulischer Zuschlag verwandt. Unter hydraulischen Zuschlägen versteht man im allgemeinen künstliche oder natürliche Stoffe, welche nur ausnahmsweise selbständig erhärten. Sie besitzen die Eigenschaft, in Berührung mit abgelöschtem Ätzkalk hydraulisch zu erhärten. Hierzu rechnet man auch den aus vulkanischem Tuffgestein erzeugten Traß, die Puzzolan- und Santorinerde. Auch die basische Hochofenschlacke, gebrannte Tone, Tonerde und Kieselsäurepräparate werden dazu gezählt.

Unter Schlackenzement versteht man ein Erzeugnis, welches durch Mischung von Kalkhydrat oder hydraulischen Kalken mit staubfeinen zerkleinerten Zuschlägen gewonnen wird. An der Luft werden sie in der Regel stark schwindrissig und verlieren an Bindekraft. Sie eignen sich daher mehr zur Betonierung im Wasser, oder wo im Gegen-

[1]) Die Aufbereitung der Mörtelmaterialien. Zement, Kalk, Gips. 3. umgearbeitete Auflage. I. Textband und II. Tafelband. Verlag der Tonindustrie-Zeitung.

Digitized by Google

satz zu Portlandzement keine hohe Anfangsfestigkeit gefordert wird. Die spezifischen Gewichte liegen meist unter 2,8, der Glühverlust schwankt zwischen 4 und 10%.

Der Eisenportlandzement gehört zu den sogenannten gemischten Zementen; das sind Erzeugnisse, welche durch Zermahlung von Portlandklinkern gewonnen werden. Als Zuschlagstoff kommt die granulierte Hochofenschlacke in Betracht. Je nach der Höhe des Zusatzes an reaktionsfähiger Schlacke unterscheidet man Eisenportlandzement und die kalkarmen Hochofenzemente. Der Eisenportlandzement ist ein Gemisch von mindestens 70% Portlandklinkerzement und höchstens 30% fein gemahlener gekörnter Schlacke.

Im Gegensatz zu dem dem Portlandzement gleichwertigen Eisenportlandzement stehen die kalkarmen Hochofenzemente, die aus einem Gemisch von 70—85% reaktionsfähiger Schlacke und 30—15% Portlandzementklinker bestehen und nicht dieselben Vorzüge wie Portlandzement haben, weshalb sie auch vielfach in die Klasse der Puzzolanzemente gerechnet werden.

Es soll besonders hervorgehoben werden, daß der Eisenportlandzement in neuerer Zeit als gleichwertig mit dem Portlandzement betrachtet wird. Nach jahrelangen vergleichenden Versuchen im kgl. Materialprüfungsamt Lichterfelde ist folgende Erklärung zustande gekommen:

„Nach dem Prüfungsergebnis sind die Eisenportlandzemente und die Portlandzemente im allgemeinen als gleichwertig zu betrachten. Falls daher bei den Untersuchungen nach den geltenden Normen die Eisenportlandzemente auch bei Lufterhärtung befriedigende Ergebnisse zeigen, so ist gegen die Verwendung nichts einzuwenden. Desgleichen bestehen, soweit dies die vorliegenden Versuche erkennen lassen, gegen Zusatz geeigneter Schlacken keine Bedenken."

Auf Grund dieser Erklärungen wurden für den Eisenportlandzement, ähnlich wie für Portlandzement, Normen herausgegeben. (Beide amtlichen Vorschriften sind am Schluß im Anhang veröffentlicht.)

Hauptsächlich verwendet man bei uns im Beton- und Eisenbetonbau Portlandzemente und Eisenportlandzemente. Für diese sind mittels Runderlaß vom 16. März 1910 die deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement herausgegeben worden (siehe Anhang 1). Darin finden sich Begriffserklärungen, Angaben über Verpackung und Gewicht, über das Abbinden, Raumbeständigkeit, Feinheit der Mahlung, Festigkeitsproben und Festigkeit.

Trotz der einheitlichen Begriffserklärung kann man bei den Prüfungen von Zement sehr große Unterschiede feststellen. Ein Beispiel hierfür ist folgende Zusammenstellung von 99 Zementen, welche im Laboratorium des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten

Digitized by Google

Karlshorst geprüft wurden. Die hier gefundenen Werte zeigen die Schwankungen und ermöglichen auch in einem gegebenen Falle zu überprüfen, ob der zur Verwendung gelangende Zement innerhalb der Durchschnittswerte liegt.

Eigenschaft:	Höchstw.	Niedr. W.	Mittel
1. Siebrückstand:			
900 Maschen	4,5%	0,1%	1,02%
4900 „	34,5 „	5,7 „	18,17 „
2. Spezifisches Gewicht:			
angeliefert	3,173 kg	2,907 kg	3,054 kg
geglüht	3,226 „	3,100 „	3,170 „
3. Litergewicht:			
eingelaufen	1,311 „	0,980 „	1,132 „
eingerüttelt	1,955 „	1,553 „	1,713 „
4. Abbindezeit:			
Erhärtungsbeginn	7 St. 55 Min.	3 Min.	4 St. 5 Min.
Bindezeit	11 „ 20 „	7 „	6 „ 10 „
5. Zugfestigkeit des Normenmörtels 1 Gewtl. Zement + 3 Gewtl. Normensand:			
nach 28 Tagen Wasserlagerung	37,0 kg/qcm	17,9 kg/qcm	27,4 kg/qcm
nach 28 Tagen gemischter Lagerung	48,5 „	2,8 „	40,7 „
Druckfestigkeit des Normenmörtels 1 : 3 wie vor:			
nach 7 Tagen Wasserlagerung	345 kg/qcm	107 kg/qcm	208 kg/qcm
nach 28 Tagen Wasserlagerung	472 „	195 „	299 „
nach 28 Tagen gemischter Lagerung	520 „	257 „	360 „
6. Raumbeständigkeit: Alle bestanden.			

Vergleicht man die Normen anderer Staaten, in erster Linie die amerikanischen und die Schweizer Normen, so wird man einige Abweichungen feststellen können, welche in manchen Punkten sehr wesentlich sind. So z. B. verlangen die amerikanischen Normen, daß der Glühverlust in dem Zement nicht mehr als 4%, der Gehalt an unlöslichem Rückstand nicht mehr als 1%, der Gehalt an Schwefelsäureanhydrid nicht mehr als 1,75%, der Gehalt an Magnesia nicht mehr als 4 % betragen soll. In den deutschen Normen sind die beiden letztgenannten Werte größer. Der Gehalt an Schwefelsäureanhydrid ist bis zu $2^1/_2$% und der Magnesiagehalt bis zu 5% zulässig.

Ein anderer Unterschied findet sich in den amerikanischen Normen in der Abbindezeit. Während die deutschen Normen vorschreiben, daß der Erhärtungsbeginn bei dem normal abbindenden Portlandzement nicht früher als eine Stunde nach dem Anmachen eintreten soll, darf dieser nach den amerikanischen Normen schon nach 45 Minuten eintreten. Andererseits wird die Grenze der Abbindezeit auf 10 Stunden beschränkt, während in dieser Beziehung in den deutschen Normen keine Angaben enthalten sind.

Eine sehr wichtige Bestimmung in den Normen betrifft die Festigkeitsproben und die Bestimmung der Festigkeit. Ein wesentlicher

Digitized by Google

Unterschied liegt in der Herstellung des sogenannten Normenmörtels; das ist eine Mischung von 1 Gewichtsteil Portlandzement mit 3 Gewichtsteilen Normensand. In Deutschland wird der Normenmörtel erdfeucht hergestellt. Die amerikanischen Normen verlangen einen plastischen Mörtel mit einem größeren Wasserzusatz und die Zubereitung der Probekörper von Hand.

Neuere Bestrebungen zielen dahin, einheitliche internationale Bestimmungen für Prüfung von Portlandzement festzulegen, ähnlich, wie dies für Metalle schon teilweise durchgeführt ist. Vergleichende Versuche von plastischem und erdfeuchtem Mörtel in der Schweiz, Frankreich und in Dänemark haben gezeigt, daß dem plastischen Mörtel der Vorzug gebührt. In Deutschland hält man noch an der Methode der Prüfung erdfeuchter Mörtel fest. In neuerer Zeit sind allerdings Untersuchungen im Gange, welche die Frage der Verwendung von plastischem oder erdfeuchtem Mörtel noch weiter klären sollen.

Vom Standpunkte des Verbrauchers wäre eine Prüfung des Zements in plastischer Verarbeitung viel zutreffender, weil dann der Zement in demselben Zustand zur Prüfung kommen würde, wie er in dem meist zur Verwendung gelangenden plastischen Beton gebraucht wird.

Jedenfalls haben sich die amerikanischen Normen bei der Verwendung von plastischem Mörtel sehr gut bewährt, und die Schweizer Untersuchungen haben auch gezeigt, daß man unter gewissen Voraussetzungen mit dem plastischen Normenmörtel auch sehr gleichmäßige Versuchsergebnisse erhalten kann.

Sehr wichtig ist der Begriff des Abbindens, welcher nach Schoch folgendermaßen erklärt wird:

Die Verkittungs- und Erhärtungsfähigkeit der Mörtel beruht auf einem nur amorphen Körpern zukommenden Zwischenzustand zwischen flüssig und fest, welchen man als kolloidal, leimförmig bezeichnet. Der Übergang in den starren Zustand wird das Anziehen oder das Abbinden genannt. Erst nach dem Abbinden setzt unter innerer Austrocknung das eigentliche Erhärten ein.

Das Abbinden ist nicht nur von dem Anmachwasser, sondern auch von dessen Temperatur und von der Lufttemperatur abhängig, ferner auch von der chemischen Zusammensetzung. Kieselsäurereiche Zemente binden langsamer, tonerdereiche rascher ab. Alkalien, kohlensaure (z. B. Soda), und Ätzalkalien, auch Alaun, beschleunigen das Abbinden unter Temperaturerhöhung; Sulfate verlangsamen es. Natrium- und Bariumchlorid verlangsamen das Abbinden. Das zeigt sich auch bei Arbeiten im Seewasser, welches Magnesiumchlorid enthält. Ferner wird die Bindezeit durch Eisenvitriol, Gips und harte Wasser verlängert. Deshalb werden die beiden letztgenannten ver-

Digitized by Google

wandt, wenn man einen schnell bindenden Zement langsam bindend machen will. Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die Mahlfeinheit auf die Abbindezeit von Einfluß ist. Je feiner der gemahlene Zement ist, desto schneller wird er abbinden. Erschütterungen verlangsamen auch den Abbindungsprozeß.

Je nach ihrer Bindezeit teilt man die Portlandzemente wie folgt ein:

Gießzemente bis zu 5 Minuten Bindezeit, welche beim Quellenstopfen und Abdichten gegen vordringendes Grundwasser verwendet werden.

Schnellbinder von 15—20 Minuten Bindezeit verwendet man zu Putzarbeiten.

Normalbinder oder Mittelbinder von 2—3 Stunden Bindezeit werden zu Beton- und Eisenbetonbauten verwandt.

Langsame Binder mit über 3 Stunden bis etwa 12 Stunden Bindezeit zur Herstellung von Zementwaren.

Das nach dem Abbinden einsetzende Erhärten ist besonders rasch in den ersten Wochen. Mit zunehmender Erhärtung steigt auch die Festigkeit des Mörtels, bzw. des Betons. Darauf ist es auch zurückzuführen, daß die Festigkeit von Betonbauten im Laufe der Zeit immer größer wird.

Bei Wasserbauten, besonders bei Seewasserbauten, wird in Deutschland, Holland und Belgien vielfach Traß zugesetzt und unter diesen in erster Linie der rheinische Traß[1]). Durch die darin enthaltene aufschließbare Kieselsäure wird der beim Erhärtungsprozeß bei reinem Zementmörtel ausgeschiedene freie Kalk gebunden, ein Vorteil, der besonders bei Seewasserbauten von Bedeutung ist, weil durch den Salzgehalt des Meeres die Kalkauslaugung viel stärker ist und die Ursache von Zerstörungen bilden kann. Neben dieser guten chemischen Wirkung hat der Traß noch die Eigenschaft, den Mörtel, bzw. den Beton plastischer und dichter zu machen.

Bei der Benutzung von Traß als teilweiser Ersatz von Zement ist noch zu beachten, daß der Traß ein um 50% höheres Raumgewicht hat.

Was hier von den Bindemitteln gesagt ist, ist nur auf das allernotwendigste beschränkt worden unter Hinweis auf die entsprechende Fachliteratur und die Prüfungsvorschriften. Im allgemeinen wäre es sehr wünschenswert, wenn die Verbraucher, das sind diejenigen, die sich mit Beton und Eisenbetonbau befassen, mehr als dies in der Praxis üblich ist, ihr Augenmerk auf das Studium der Bindemittel und besonders auf deren Zusammensetzung und Prüfungsmethoden richten

[1]) Als wertvolle Arbeiten über Traß sind von dem bekannten Traßforscher Dr. Hambloch erschienen: „Die Monographie des Trasses", „Der rheinische Traß als hydraulischer Zuschlag in seiner Bedeutung für das Baugewerbe" (1903, Selbstverlag), „Traß und seine praktische Verwendung im Baugewerbe" (1908, Selbstverlag).

Digitized by Google

würden. Nur dann wird man in der Lage sein, in einem gegebenen Falle die richtige Auswahl zu treffen.

Es ist schon bei der Besprechung der Normenprüfung kurz darauf hingewiesen worden, wie notwendig es ist, daß der Verbraucher auch bei der Prüfung der Bindemittel seinen Standpunkt zur Geltung bringt. Er darf es nicht übersehen, daß er bei der Verschiedenheit der anzuwendenden Bindemittel mehr, als der Fabrikant in der Lage sein wird, zu entscheiden, was seinen Zwecken am dienlichsten sein kann. Man wird z. B. im Wasserbau und besonders im Seewasserbau mit Vorteil Bindemittel mit einer anderen Zusammensetzung verwenden, als im gewöhnlichen Hochbau. Will man einen sehr dichten Beton herstellen, und ist man gezwungen, Zusatzmittel anzuwenden, so wird es nur dann richtig geschehen können, wenn man diese auf ihre Wirkung mit dem Bindemittel prüfen kann.

Die amerikanische Praxis zeigt, daß die Verbraucher sich in einigen Fällen nicht mit den gewöhnlichen amtlichen Vorschriften begnügen. Als ein Beispiel sollen nach dieser Richtung die Vorschriften erwähnt werden, welche die Delaware, Lackawanna & Western Rail Road Co. für die Verwendung von Portlandzement bei ihren Bauten herausgegeben hat (seit Januar 1913). Die Vorschriften sind viel strenger als die amtlichen Vorschriften. So verlangen diese Bestimmungen die Siededruckprobe mit reinem Zement.

Diese besteht darin, daß 3 Proben aus reinem Zement hergestellt und 24 Stunden in einem feuchten Raum gelagert werden. Nach dieser Zeit werden die Proben aus den Formen herausgenommen und in eine Art Papinschen Topf vollständig in Wasser gelegt. Dieses Gefäß wird dann geschlossen und derart erwärmt, daß ein erhöhter Druck unter gleichzeitigem Sieden des Wassers erzeugt wird. Die Proben bleiben eine weitere Stunde unter diesem Druck; sodann wird der Druck verringert, die Probekörper werden herausgenommen und eine Stunde lang in einem feuchten Raum aufbewahrt. Dann werden sie auf ihre Zugfestigkeit geprüft, und es wird verlangt, daß diese mindestens 25 % größer ist, als die durchschnittliche Zugfestigkeit der nach 24 Stunden geprüften und unter gleichen Verhältnissen aufbewahrten normalen Probekörper.

Dieses Beispiel soll nur zeigen, daß in der amerikanischen Praxis der Verbraucher sich auch mit der Frage der Bindemittel befaßt.

b) Zuschlagmaterial. Von der Wahl der Zuschlagstoffe ist nicht nur die Festigkeit, sondern auch die Dichtigkeit des Betons abhängig. Dieser wird besonders gut sein, wenn Körner von verschiedenster Korngröße vorhanden sind, vom feinsten bis zum grobkörnigsten derart, daß die dichteste Lagerung der Körner erreicht wird. Das feine Material, der Sand, dessen Durchmesser von 0,1 bis 6,7 mm angenommen

Digitized by Google

wird, ist besonders geeignet, wenn es sehr scharf, hart und staubfrei ist, wie dies bei dem meist zur Verwendung kommenden Quarzsand der Fall ist. Manchmal werden auch Kalksande und wegen ihres geringen Eigengewichts vulkanische Sande verwandt. Es ist besonders darauf zu achten, daß weder zu viel staubiges, noch zu viel erdiges Material im Sande enthalten ist.

Als Kies bezeichnet man dasjenige Material, dessen Korngröße über 6 mm bis zu etwa 7 cm liegt, und bei welchem die Körner mehr oder minder abgerundet sind. Die eckigen, scharfkantigen, durch Zertrümmerung größerer Steine hergestellten Zuschläge nennt man Steinschlag.

Man unterscheidet nach der Herkunft Grubenkies oder Flußkies. Hierbei ist zu bemerken, daß bei ersterem wegen der möglichen schädlichen Beimengungen größere Vorsicht geboten ist. Andererseits ist seine Haftfestigkeit am Mörtel größer, als die des glatten Flußkieses. Es wird immer darauf zu achten sein, daß der Kies ebenso wie der Sand nicht mit schädlichen Zusätzen vermischt ist, wie dies z. B. der Fall ist, wenn Ton oder Lehm an den einzelnen Körnern haften. Allerdings haben neuere Untersuchungen gezeigt, daß ein Gehalt von Lehm in sehr feiner Verteilung bis etwa 6 v. H. auf die Festigkeit des Betons einen guten Einfluß hat. Wenn aber grobe, tonige oder erdige Bestandteile vorhanden sind, so vermindern diese die Festigkeit, und es wird zweckmäßig sein, ein derartiges Material vor seiner Verwendung zu waschen. Ferner wird auch eine Untersuchung des Materials auf Humus, torfartige, sowie halb verbrannte Stoffe in vielen Fällen erforderlich sein.

Als Steinschlag wird verwendet Granit, Basalt, Sandstein, Kalkstein, Grünstein, Porphyrgestein usw. je nach seiner Herkunft. Ferner werden auch Ziegelbrocken, Schlacke, Koks, Bimsstein usw. als Zuschlag verwendet. Selbstverständlich hängt die Festigkeit des Betons von der Eigenfestigkeit des Steinschlags ab.

Im allgemeinen sind Zuschlagstoffe, welche aufschließbare Silikate enthalten, sehr zu empfehlen. Zu diesen gehören z. B. Schlackensand, Vulkansand und Bimssand. Letzterer ist aber ebenso wie Asche, weicher Sandstein oder schwach gebrannte Ziegel nur in Ausnahmefällen zu verwenden, wo es nicht auf sehr hohe Festigkeiten ankommt.

Klaudy hat in einer Veröffentlichung in der Zeitschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereines 1908 auf Grund von Versuchen an älteren Betonkörpern gefunden, daß der Zement im Laufe der Jahre imstande ist, die Kieselsäure des Quarzsandes teilweise aufzuschließen und zwar um so besser, je magerer die Betonmischung ist. In der Praxis wird schon lange Zeit mit Vorliebe reiner, scharfer Quarzsand verwendet.

Ferner ist auch zu beachten, daß Zuschlagstoffe wie Trachyt und Lava, welche nicht wasseraufnahmefähig sind, sich für Beton wenig eignen.

Digitized by Google

Besondere Aufmerksamkeit ist bei der Verwendung von Ziegelsteinschlag auf den Gehalt an löslichen Salzen, bei Hochofenschlacke auf den Gehalt an Sulfidschwefel, bei Schlacke auf den Gehalt an Ätzkalk zu richten. In diesen Fällen dürfte es zweckmäßig sein, wenn eine chemische Untersuchung des Materials der Verwendung vorangeht.

Schädliche Zuschlagstoffe sind solche, welche mit Humus oder Torf durchsetzt sind, ferner der in moorhaltigen Sanden enthaltene Schwefelkies, welcher an der Luft oyxdiert und Schwefelsäure bildet; letztere greift den Zement an.

Halbverbrannte oder torfartige Teile, die manchmal in Flußkiesen vorkommen, können leicht treiben und Absprengungen veranlassen. Bei Verwendung von Hochofenschlacke, Kohlen, Aschen oder Löschen ist darauf zu achten, daß sie ohne Gehalt an Sulfidschwefel sind, welcher bei Feuchtigkeit sich in Gips umsetzt und Treiben veranlaßt. Braunkohle veranlaßt manchmal Treiberscheinungen und Rißbildungen im Beton. Auch bei Steinkohlenteilchen ist Vorsicht geboten, weil sie besonders in der Nähe der Oberfläche leicht ausgewaschen werden und den Beton dadurch undicht machen.

Fig. 3. Zerstörung von Beton infolge schlechter Zuschlagstoffe.

Eine ähnliche Wirkung haben auch Schlacke, Lösche oder Ziegelschlag, wenn sie Ätzkalk in Stückform enthalten, welcher bei Aufnahme von Wasser Treiben verursacht.

Die schlechten Folgen unrichtiger Zuschlagstoffe stellen sich oft erst nach Jahren ein. Folgendes kleine Beispiel soll dies vor Augen führen:

Nach dem Bericht einer amerikanischen Zeitschrift aus dem Jahre 1912 zeigten sich an einem 3 Jahre alten Betonfundament plötzlich stärkere Risse, die sich immer erweiterten und schließlich zu einer Zerstörung einzelner Teile führten, wie dies in Fig. 3 ersichtlich ist. Der Beton bestand aus einer Mischung von 1 Teil Zement, 3 Teilen scharfen Sand und 6 Teilen Steinschlag, welcher aus Bergwerken bezogen wurde und, wie nachträglich festgestellt, einen Kupfergehalt von 0,2—0,4% hatte. Eine Untersuchung der zerstörten Teile des Fundamentes zeigte, daß sich in dem Beton durch Einwirkung von Feuchtigkeit auf den Steinschlag Sulfide bildeten. Genauere Untersuchungen des Zuschlag-

Digitized by Google

materials ergaben auch einen Gehalt an Eisen und Schwefel. Dieses kleine Beispiel zeigt, mit welcher Vorsicht man bei der Wahl der Zuschlagstoffe zu Werke gehen soll, wenn deren Zusammensetzung und Herkunft nicht genau bekannt sind.

Die Größe der bei einer bestimmten Betonmischung zu verwendenden Körner hängt von den herzustellenden Bauteilen ab. Bei großen Betonmassen spielt die Größe des Kies- und Steinschlages keine so wichtige Rolle, wie bei Eisenbetonbauten. Bei diesen ist die Korngröße begrenzt. Die obere Grenze des Korndurchmessers wird hier zwischen $2^1/_2$—3 cm liegen.

Will man guten Beton herstellen und faßt man dabei die wirtschaftliche Seite ins Auge, so muß man den Zuschlag mit möglichst ungleichmäßigem Korn wählen, damit die beim Übereinanderlagern der einzelnen größeren Körner entstehenden Zwischenräume durch das feinere Material ausgefüllt werden.

c) Wasserzusatz. Der Wasserzusatz ist im allgemeinen in erster Linie auf seine chemischen Eigenschaften hin zu prüfen.

Weiches, brackiges Wasser gibt geringere Festigkeiten als hartes Wasser. Dagegen ist gebundene Kohlensäure nicht ungünstig. Reine Alkalien und Chloride sind nicht nachteilig. Schädlich ist sumpfiges, gashaltiges Wasser mit einem höheren Gehalt an freien Säuren, ebenso Moorwasser.

Besonders hervorzuheben ist die nachteilige Wirkung von Magnesiumchlorid und Magnesiumsulfat. Aus diesem Grunde hat man auch vielfach von der Verwendung von Seewasser als Anmachwasser für Beton abgeraten. Allerdings sind neuere Erfahrungen von holländischen Seewasserbauten bekannt, bei welchen der Beton mit Seewasser angemacht wurde, ohne daß irgendwelche nachteiligen Wirkungen eingetreten wären. Diese gute Wirkung scheint auf die Anwesenheit von Traß zurückzuführen zu sein.

Im allgemeinen muß das zur Verwendung kommende Anmachwasser rein und nicht zu kalt sein und darf keine Beimengungen enthalten, welche die Erhärtung des Betons irgendwie beeinträchtigen könnten.

3. Mischen des Betons, Mischungsverhältnis.

Die Güte des Betons ist außerordentlich abhängig von der Art, in welcher das Mischgut verarbeitet wird. Selbst bei der sorgfältigsten Auswahl der Bindemittel und der Zuschlagstoffe kann ein schlechtes Mischen sehr schlechte Folgen zeitigen.

Das Mischen kann von Hand oder mittels Maschinen geschehen. Handmischungen werden nur dann angewandt, wenn sie sich nicht umgehen lassen, z. B. bei ganz kleinen Betonarbeiten und bei Ausbesse-

Digitized by Google

rungen, wo das Aufstellen einer Mischanlage zu teuer oder unvorteilhaft wird.

Ist man gezwungen, Handmischungen anzuwenden, so ist sehr große Sorgfalt notwendig. Man muß auf einer festen, möglichst dichten Unterlage die Materialien vorerst trocken mehrere Male durcheinanderschaufeln, bis sie ein gleichartiges Gemenge geben. Nachher erfolgt das weitere Durcheinanderschaufeln unter stetigem Wasserzusatz. Erst, wenn man sich überzeugt hat, daß ein vollständig einheitliches Material mit gleichmäßigem Wasserzusatz vorhanden ist, sollte es verarbeitet werden.

Einfacher und zuverlässiger ist das Mischen mit Hilfe von Maschinen. Es ist heute viel leichter möglich, als vor Jahren, mit Maschinen zu mischen, da eine Anzahl bewährter Systeme auf dem Markt sind, welche zur Herstellung kleinerer und größerer Betonmengen für zeitweisen und ununterbrochenen Betrieb verwendet werden können. (Über die verschiedenen Mischmaschinen und deren Wirtschaftlichkeit soll in einem Abschnitt des zweiten Bandes noch eingehend gesprochen werden.)

Sowohl bei Hand- als auch bei Maschinenmischung spielt die Anmachwassermenge eine wichtige Rolle. Bestimmte Angaben lassen sich jedoch in dieser Hinsicht nicht machen. Der Wasserzusatz ist nicht allein von der Temperatur abhängig, sondern auch von den Bestandteilen des Mischgutes. In der heißen Jahreszeit wird der Wasserzusatz größer sein müssen als bei niedriger Temperatur. Ferner wird er niedriger sein müssen bei Verwendung von nassem Sand und Kies.

Je nach dem verwendeten Material und nach dem Zweck des zu verarbeitenden Betons wird man am zweckmäßigsten in jedem gegebenen Fall untersuchen, welcher Wasserzusatz notwendig ist.

Nach dem Gesagten wird die Güte des Betons bei sorgfältiger Auswahl der Zuschlagstoffe und bei richtiger Bestimmung der Anmachwassermenge von dem richtigen Verhältnis des Bindemittels abhängig sein. Ein guter Beton wird dann erhalten werden, wenn so viel Zement vorhanden ist, daß sämtliche Hohlräume des Zuschlagmaterials ausgefüllt werden und ein gewisser Überschuß an Zement bleibt, der eine satte Berührung zwischen den einzelnen Körnern ermöglicht. Damit steht auch die Wirtschaftlichkeit der Betonmischungen in engem Zusammenhang.

Der Quotient, der aus dem Überschuß und dem Volumen der Hohlräume gebildet wird, kann als Maß des Verkittungsgrades bezeichnet werden.

$$\mu = \frac{U}{H} = \frac{\text{Überschuß an Bindemittel}}{\text{Holhräume}} .$$

Digitized by Google

In einer Arbeit von B. Safir[1]) werden die Größen μ wie folgt angegeben:

Bei Stampfbeton für Fundamente	$\mu = 0{,}10 = 10$ v. H.
„ „ „ aufgehendes Mauerwerk .	$\mu = 0{,}15 = 15$ „ „
„ Eisenbeton, starke Querschnitte	$\mu = 0{,}20 = 20$ „ „
„ „ schwache Querschnitte	$\mu = 0{,}25 = 25$ „ „

Dieselbe Arbeit enthält auch eine Zusammenstellung der zweckmäßigsten Mischungsverhältnisse, welche durch theoretische Erwägungen und daran anschließende Versuche dann auch durch Erfahrungen gefunden sind und sich sehr gut bewährt haben.

Wird 1 Rtl. Zement mit m-Teilen Sand und n-Teilen Kies oder Schotter zu Beton verarbeitet, so gibt dies das Volumen V fertigen Beton unter Hinzurechnung des Wasserzusatzes. Selbstverständlich ist V kleiner als die Summe $1 + m + n$ der Bestandteile. Das Verhältnis $\frac{V}{1 + m + n} = k$ nennt man den Ausbeutungskoeffizienten oder auch „Ausbeute". Dieser Koeffizient wird in erster Linie von den Korngrößen und den Hohlräumen des Zuschlagmaterials abhängig sein. Als Durchschnittswert für die Ausbeute gibt Safir die Zahl $k = 0{,}60$ an, wobei das zugesetzte Wasser mitgerechnet wird.

Unter der Annahme, daß die Wassermenge die zum Nässen des Kiesmaterials, zum Ausfüllen der Hohlräume und zum Abbinden erforderlich ist, mit 25% von den Raumteilen angenommen wird, ergeben sich $1{,}25 \cdot (1 + m + n)$ Raumteile Mischmaterial einschließlich Wasser. Bei einem Ausbeutekoeffizienten $k = 0{,}60$ beträgt sonach das Volumen V des fertigen Betons

$$V = 0{,}60 \cdot 1{,}25\,(1 + m + n) = 0{,}75\,(1 + m + n).$$

Daraus geht hervor, daß der Ausbeutekoeffizient k einen Durchschnittswert von 0,75 erhält, wenn man das Wasser nicht mitrechnet.

Wenn k bekannt ist, so ergeben sich 3 Formeln, welche Safir zur Bestimmung des Bedarfs an Zement, Sand und Kies ableitet.

$$\text{Zement:} \quad C = \frac{V}{k \cdot (1 + m + n)} \cdot 1,$$

$$\text{Sand:} \quad S = \frac{V}{k \cdot (1 + m + n)} \cdot m,$$

$$\text{Kies:} \quad K = \frac{V}{k \cdot (1 + m + n)} \cdot n.$$

[1]) Dipl.-Ing. B. Safir, Beschaffenheit, zweckmäßige Mischungsverhältnisse und Ausbeute hydraulischer Baustoffe. Mit 9 Diagrammen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1909.

Digitized by Google

Setzt man $V = 1{,}0$ an, $k = 0{,}75$ und $n = 0$, so erhält man

$$C = \frac{1{,}333}{1 + m} \cdot 1,$$

$$S = \frac{1{,}333}{1 + m} \cdot m.$$

Diese beiden Gleichungen liefern für die Mischung des Betons folgende praktische Regel:

Zur Herstellung von 1 cbm Beton im Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Zement und m Raumteilen Kies braucht man eine Zementmenge, welche gleich ist dem Quotienten aus der Konstanten 1,333 durch die Gesamtzahl der Raumteile $1 + m$. Die Menge Sand und Kies ist nach der zweiten angeführten Gleichung das m-fache dieses Wertes. Daraus ergibt sich folgende Zusammenstellung 1:

Zusammenstellung 1.

Materialbedarf für 1 cbm hydraulischen Baustoffs bei einem Mischungsverhältnis der Form $1 : m$.

Mischungsverhältnis	Materialbedarf für 1 cbm Mörtel bzw. Beton		Mischungsverhältnis	Materialbedarf für 1 cbm Mörtel bzw. Beton	
	Zement kg	Sand bzw. Kies cbm		Zement kg	Sand bzw. Kies cbm
1 : 1	944	0,675	1 : 8,5	199	1,21
1 : 1,5	755	0,810	1 : 9	188	1,21
1 : 2	630	0,90	1 : 9,5	180	1,22
1 : 2,5	540	0,96	1 : 10	171	1,23
1 : 3	472	1,01	1 : 11	157	1,24
1 : 3,5	420	1,05	1 : 12	145	1,25
1 : 4	376	1,08	1 : 13	135	1,25
1 : 4,5	343	1,10	1 : 14	126	1,26
1 : 5	314	1,12	1 : 15	118	1,27
1 : 5,5	290	1,14	1 : 16	111	1,27
1 : 6	270	1,16	1 : 17	105	1,28
1 : 6,5	252	1,17	1 : 18	99	1,28
1 : 7	235	1,18	1 : 19	94	1,28
1 : 7,5	222	1,19	1 : 20	90	1,29
1 : 8	210	1,20			

Dies gilt aber nur unter der Voraussetzung von $k = 0{,}75$, was bei Eisenbetonbauten als ein sehr guter Durchschnittswert anzusehen ist.

Allgemein ergeben sich mit Hilfe der 3 zuerst gefundenen Formeln, welche Safir durch Versuche auf ihre Richtigkeit geprüft hat, für die zweckmäßigsten Mischungen des Betons folgende zwei Zusammenstellungen:

Digitized by Google

Zusammenstellung 2.

Materialbedarf für 1 cbm Kiesbeton bei einem Mischungsverhältnis der Form 1 : m : 2 m.

Mischungsverhältnis	Materialbedarf für 1 cbm Beton			Mischungsverhältnis	Materialbedarf für 1 cbm Beton		
	Zement kg	Sand cbm	Kies cbm		Zement kg	Sand cbm	Kies cbm
1 : 1 : 2	560	0,40	0,80	1 : 6 : 12	105	0,45	0,90
1 : 1,5 : 3	402	0,43	0,86	1 : 6,5 : 13	97	0,45	0,90
1 : 2 : 4	315	0,45	0,90	1 : 7 : 14	90	0,45	0,90
1 : 2,5 : 5	252	0,45	0,90	1 : 7,5 : 15	84	0,45	0,90
1 : 3 : 6	210	0,45	0,90	1 : 8 : 16	79	0,45	0,90
1 : 3,5 : 7	180	0,45	0,90	1 : 8,5 : 17	74	0,45	0,90
1 : 4 : 8	158	0,45	0,90	1 : 9 : 18	70	0,45	0,90
1 : 4,5 : 9	140	0,45	0,90	1 : 9,5 : 19	66	0,45	0,90
1 : 5 : 10	126	0,45	0,90	1 : 10 : 20	63	0,45	0,90
1 : 5,5 : 11	115	0,45	0,90				

Zusammenstellung 3.

Materialbedarf für 1 cbm Schotterbeton bei einem Mischungsverhältnis der Form 1 : m : 1,5 m.

Mischungsverhältnis	Materialbedarf für 1 cbm Beton			Mischungsverhältnis	Materialbedarf für 1 cbm Beton		
	Zement kg	Sand cbm	Schotter cbm		Zement kg	Sand cbm	Schotter cbm
1 : 1 : 1,5	672	0,48	0,72	1 : 6 : 9	126	0,54	0,81
1 : 1,5 : 2,25	487	0,52	0,78	1 : 6,5 : 9,75	116	0,54	0,81
1 : 2 : 3	378	0,54	0,81	1 : 7 : 10,5	108	0,54	0,81
1 : 2,5 : 3,75	302	0,54	0,81	1 : 7,5 : 11,25	101	0,54	0,81
1 : 3 : 4,5	252	0,54	0,81	1 : 8 : 12	94	0,54	0,81
1 : 3,5 : 5,25	216	0,54	0,81	1 : 8,5 : 12,75	88	0,54	0,81
1 : 4 : 6	189	0,54	0,81	1 : 9 : 13,5	84	0,54	0,81
1 : 4,5 : 6,75	168	0,54	0,81	1 : 9,5 : 14,25	80	0,54	0,81
1 : 5 : 7,5	151	0,54	0,81	1 : 10 : 15	75	0,54	0,81
1 : 5,5 : 8,25	138	0,54	0,81				

Hierbei ist Safir von der Annahme ausgegangen, daß die Wirtschaftlichkeit und beste Mischung bei Kiesbeton erreicht wird, wenn man von Kies doppelt soviel Raumteile, und bei Verwendung von Schotter die Anzahl der Raumteile Schotter $1^1/_2$ mal so groß nimmt, wie die des Sandes. Diese Annahme wird auch von Burchartz auf Grund von Versuchen des kgl. Materialprüfungsamtes Lichterfelde bestätigt, welche auch ähnliche Werte für den Ausbeutungskoeffizienten ergeben.

Die Angabe des Mischungsverhältnisses erfolgt in der Praxis im allgemeinen wie hier nach Raumteilen, da auch nach Raumteilen

Digitized by Google

gemischt wird. Genauer und richtiger ist die Mischung nach Gewichtsteilen.

In Österreich wird das Mischungsverhältnis in kg Zement auf 1 cbm Gemenge von Sand und Steinschlag oder Kies angegeben; z. B. 470 kg Zement auf 1 cbm Sand und Kies entspricht ungefähr einer Mischung 1 : 4.

In Frankreich und in der Schweiz wird das Mischungsverhältnis in kg Zement auf 1 cbm fertigen Beton angegeben: z. B. ist 360 kg Zement pro cbm Beton ungefähr das Mischungsverhältnis 1 : 4.

Sehr häufig wird in der Praxis die Frage aufgeworfen, ob und wie es möglich ist, das Mischungsverhältnis von abgebundenem Beton zu bestimmen, besonders dann, wenn es sich um Schäden irgendwelcher Art an fertigen Betonbauten handelt, sei es das Auftreten von Rissen oder bei Einstürzen einzelner Bauteile oder anderen kleineren Mängeln.

Burchartz gibt in den Mitteilungen des kgl. Materialprüfungsamtes (Heft 3, 1912) ein Verfahren an unter folgenden Voraussetzungen:

Das Mischungsverhältnis kann nur ermittelt werden, wenn das Bindemittel nur aus einem einheitlichen Material besteht, also z. B. nur aus Portlandzement, ferner, wenn der Zuschlagstoff keine Bestandteile enthält, die in Säuren löslich sind, wie z. B. kohlensaurer Kalk, lösliche Kieselsäure, Eisenoxyd oder Tonerde. Schließlich soll der Zuschlagstoff keinen zu hohen Gehalt an abschlämmbaren (lehmigen, tonigen oder erdigen) Bestandteilen aufweisen.

In diesem Falle wird ein Weg angegeben für die Bestimmung des Mischungsverhältnisses und zwar: das Verhältnis des wasser- und kohlensäurefreien Bindemittels zum trockenen Zuschlagmaterial nach Gewichtsteilen zu bestimmen. Daraus wird durch Einführung der Raumgewichte der einzelnen Materialien das Verhältnis in Raumteilen bestimmt.

Ein anderes Verfahren wurde in Lichterfelde angewandt bei Vorhandensein von Kalksteintrümmern (kohlensaurer Kalk) durch Bestimmung des Gehalts an löslicher Kieselsäure im Beton. Daraus wird der Gehalt an Zement berechnet, wobei ein Portlandzement von durchschnittlichem Kieselsäuregehalt angenommen wird.

Das letztgenannte Verfahren wird von Burchartz selbst als bedenklich angesehen. Aber auch das erste Verfahren kann nur in Ausnahmefällen mit Erfolg angewandt werden, da die Bedingungen, die daran geknüpft sind, nur selten in Wirklichkeit zutreffen. Angenommen, daß im Beton und Eisenbeton nur ein einheitliches Bindemittel verwendet wird, wird der Zuschlagstoff in den seltensten Fällen den angeführten Bedingungen entsprechen.

Bei der Berechnung des Mischungsverhältnisses nach Raumteilen liegt noch eine große Fehlerquelle in der Annahme der Raumgewichte von bereits verwendetem Material, die sich nachträglich schwer überprüfen lassen.

Digitized by Google

Das ganze Verfahren an sich enthält eine Anzahl von Fehlerquellen und selbst, wenn diese nicht vorhanden wären, könnte man zuverlässige Untersuchungen nur dann erwarten, wenn man bei großen Bauten mit einem durchaus einheitlichen, gleichförmigen Betonmaterial rechnen könnte. Es liegt aber schon in der ganzen Methode der Betonmischung, daß dies nicht möglich ist, und man könnte durch die Anwendung des genannten Verfahrens zur nachträglichen Bestimmung erhärteter Betonmischungen leicht zu unrichtigen Schlüssen kommen. Deshalb wird es nach wie vor außerordentlich schwierig sein, die Zusammensetzung eines erhärteten Betons einwandfrei zu bestimmen, ein Mangel, dem aber durch andere Untersuchungen, z. B. die nachträgliche Ermittlung der Festigkeit gesteuert werden kann.

4. Längenänderungen des Betons beim Erhärten.

Jeder Beton erleidet beim Erhärten Längenänderungen. Diese sind davon abhängig, ob der Beton an der Luft oder unter Wasser erhärtet. Beim Erhärten an der Luft zieht sich der Beton zusammen (das sogenannte Schwinden), unter Wasser hingegen dehnt er sich aus. Das Maß der Ausdehnung ist in der ersten Zeit nicht sehr verschieden von dem Schwindmaß; im Laufe der Zeit wächst dieser Unterschied.

Zu beachten ist ferner, daß der an der Luft erhärtete Beton nach dem Einbringen ins Wasser sich schon innerhalb des ersten Tages sehr stark ausdehnt. Diese Ausdehnung nimmt mit dem Alter zu, bleibt jedoch gegenüber dem unter Wasser erhärteten Beton zurück.

Ein anderes Verhalten zeigt der im Nassen erhärtete Beton, wenn er an die Luft gebracht wird. Bei diesem tritt das Schwinden erst nach mehreren Tagen ein. Diese Erscheinung ist außerordentlich wichtig, weil sie zeigt, daß das Schwindmaß des zuerst unter Wasser gesetzten Betons viel geringer ist, als wenn er direkt an der Luft erhärtet. Die Praxis hat diese Eigenschaft sehr bald erkannt, und deshalb wird jeder Eisenbetonbau in den ersten Tagen nach der Herstellung so naß wie nur möglich gehalten. Verarbeitet man nassen Beton, so wird dies weniger notwendig sein als bei trockenem Beton.

Eine genaue Ermittlung der Größe der Längenänderungen ist durch eine Anzahl von Versuchen erfolgt, von welchen diejenigen von den Versuchsanstalten in Lichterfelde und Stuttgart hervorzuheben sind. Erstere sind von Rudeloff[1]) veröffentlicht worden und betreffen Versuche, welche für den Masurischen Kanal im Auftrag des kgl. Bauamtes zu Insterburg zur Erprobung und Auswahl der bei den Eisenbeton-

[1]) Untersuchungen über die Längenänderungen von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Temperaturwechsel. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. Verlag Ernst & Sohn, Heft 23.

Digitized by Google

schleusen zu verwendenden Materialien dienen sollten. Die Versuche wurden an Betonprismen im Mischungsverhältnis 1:3 und mit Abmessungen von 20 × 20 × 75 cm unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses ausgeführt. Die Proben wurden erdfeucht mit 15 cm starken Stampfschichten hergestellt und blieben einen Tag in der Form an der Luft. Nach 24 Stunden wurden sie entformt, und es ergab sich, daß die Längenänderungen beim Entformen so gering waren, daß man sie vernachlässigen kann.

Die Versuchsergebnisse zeigen folgende charakteristischen Werte:

Für die Längenänderungen beim Erhärten:

Nach	20	Tagen	an der	Luft	— 0,116,	im	Wasser	+ 0,148 mm/lfdm
„	40	„	„	„	— 0,204,	„	„	+ 0,204 „
„	100	„	„	„	— 0,302,	„	„	+ 0,271 „

Daraus geht hervor, daß das Maß der Änderung für die Erhärtung an der Luft und im Wasser ungefähr dieselben Zahlen ergibt, was mit den Stuttgarter Versuchen im Widerspruch steht. Letztere zeigen für die bei Wasserlagerung entstehenden Dehnungen kleinere Werte als für die Verkürzungen bei der Erhärtung an der Luft.

Die Frage, wie sich Betonkörper verhalten, die nicht dauernd der gleichen Erhärtungsweise unterworfen sind, wird in den Versuchen Rudeloffs auch geprüft. Eine Reihe von Versuchen gibt die Längenänderungen für Betonkörper an, welche zuerst 3, 7, 14 und 21 Tage an der Luft und dann im Wasser weiter erhärteten. Hierfür ergibt sich:

Bei einer Lufterhärtung	im Alter von Tagen 20	40	100	
von 0 Tagen	+ 0,148	+ 0,204	+ 0,271	mm/lfdm
„ 7 „	+ 0,142	+ 0,191	+ 0,285	„
„ 21 „	— 0,170	+ 0,067	+ 0,150	„

Hier ist der Einfluß der Wasserlagerung sehr deutlich erkennbar, besonders bei der Probe, die zunächst 21 Tage an der Luft blieb. Anfangs zeigt sich, wie vorauszusehen, eine Verkürzung. Unter dem Einfluß des Wassers ergeben sich dann beträchtliche Verlängerungen, die allerdings nach 100 Tagen nicht den Wert erreichen, der bei sofortiger Wasserlagerung sich ergibt.

Weniger schroff treten die Änderungen ein, wenn die Probekörper zunächst im Wasser gelagert sind, was ja auch verständlich ist, wenn man bedenkt, daß das Austrocknen weniger rasch vor sich geht als das Durchfeuchten. Hier ergeben die Versuche folgende Werte:

Dauer der Wasserlagerung vor der Erhärtung an der Luft in Tagen:	Längenänderungen bei einem Gesamtalter von Tagen: 20	40	100	
0	— 0,145	— 0,204	— 0,302	mm/lfdm
7	+ 0,109	+ 0,079	— 0,020	„
28	+ 0,117	+ 0,146	+ 0,084	„

Digitized by Google

Es zeigt sich also deutlich aus diesen Zahlen, daß die Verkürzungen erst nach längerer Zeit des Lagerns an der Luft eintreten.

Von Interesse ist ferner der Einfluß der Lagerung unter feuchtem Sand. Sie zeigt ein ähnliches Verhalten wie bei Wasserlagerung.

Wenn auch diese Versuche nicht sehr erschöpfend sind, so geht doch aus ihnen unzweideutig hervor, daß sich durch anfängliche feuchte Lagerung die endgültigen Verkürzungen des Betons erheblich verkleinern lassen. Immerhin wird eine direkte Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Praxis nur bedingt möglich sein. Wir haben es hier mit großen Betonkörpern zu tun, bei denen die Erhärtungsvorgänge anders sein können als bei den kleinen Versuchskörpern. Da das Erhärten jedes Betonkörpers von außen nach innen vor sich geht, so wird das Innere je nach seiner Stärke auch ein anderes Verhalten zeigen, als die Außenschicht. Daraus geht aber hervor, was schon vorher erwähnt wurde, wie wichtig ein Naßhalten der Außenteile besonders in den ersten Tagen ist, weil nur dann Gewähr für eine gleichmäßigere Erhärtung gegeben ist.

Umfassender und auch in anderer Beziehung für die Praxis wertvoller sind die Ergebnisse der Stuttgarter Versuche an Prismen von 400 qcm Querschnitt und 1 m Länge[1]). Diese Versuche erstrecken sich über 6 Jahre und gelten in der Hauptsache für einen Beton von 1 Raumteil Zement und 4 Raumteilen Rheinsand und Rheinkies. Außerdem zeigen andere Mischungen, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die Längenänderungen beim Erhärten nicht nur von Temperatur- und Luftverhältnissen und von den Querschnittsabmessungen der Probekörper, sondern auch von dem Zement und dem Zementgehalt abhängig sind.

Wir finden z. B. für Verkürzungen von Mörtelkörpern aus 1 Teil Zement und 2 Teilen Rheinsand nach 2 Jahren für 2 verschiedene Portlandzemente die Werte von 1,087 und 1,372 mm/lfdm und für einen Eisenportlandzement in derselben Zeit den Wert von 0,878 mm/lfdm. Interessant ist, daß der Eisenportlandzement die geringsten Verkürzungen gibt, doch können aus den wenigen Ergebnissen keine allgemeinen Schlußfolgerungen gezogen werden.

Ferner zeigen die Stuttgarter Versuche, was auch durch die Versuche in Lichterfelde bestätigt wird, daß bei geringerem Zementgehalt

[1]) Volumenveränderungen des Betons und dabei auftretende Anstrengungen in Beton- und Eisenbetonkörpern. Mitteilungen aus der Materialprüfungsanstalt der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart. Von C. Bach und O. Graf. Zeitschrift Armierter Beton Jahrgang 1909, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Jahrgang 1912.

Digitized by Google

die Verkürzungen kleiner werden. Dem entspricht auch das zuletzt angeführte Ergebnis mit Eisenportlandzement.

Das wertvollste Ergebnis der Stuttgarter Untersuchungen ist die Zunahme der durch die Erhärtung hervorgerufenen Längenänderungen mit der Zeit. Ein anschauliches Bild liefert Fig. 4, in welchem die Ergebnisse der Stuttgarter und Lichterfelder Versuche im selben Maßstab eingetragen sind.

Auf der Abszisse sind die Zeiten, auf der Ordinate die Längenänderungen aufgetragen. Die voll ausgezogenen Linien veranschaulichen die Ergebnisse der Stuttgarter Untersuchungen, aus welchen man ersieht, daß

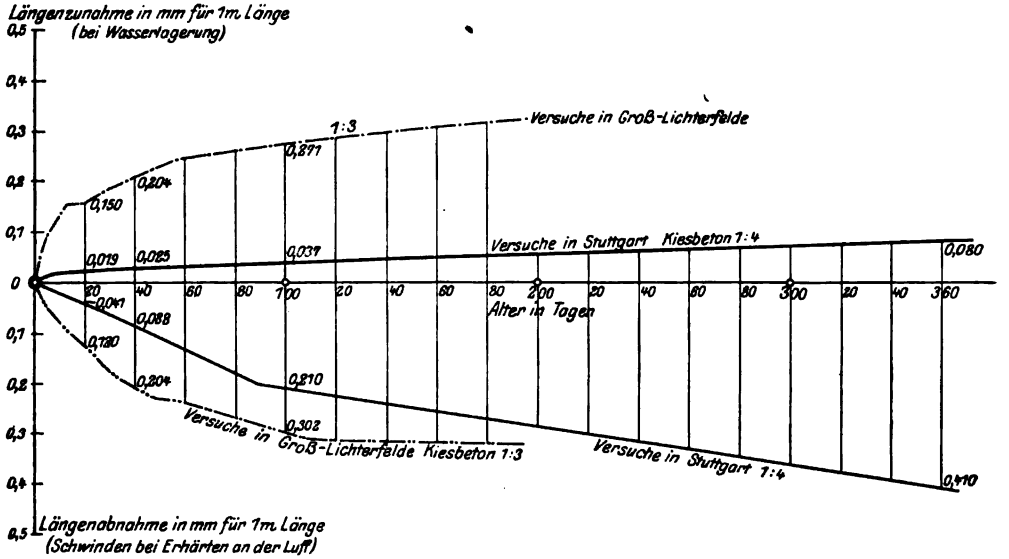


Fig. 4. Längenänderungen von Beton beim Erhärten im Wasser und an der Luft.

die Werte für die Dehnungen bei der Erhärtung im Wasser erheblich kleiner sind als bei Luftlagerung.

Die Werte sind:

Nach	20	Tagen	an der	Luft	— 0,041,	im	Wasser	+ 0,019	mm/lfdm
„	40	„	„	„	— 0,088,	„	„	+ 0,025	„
„	100	„	„	„	— 0,210.	„	„	+ 0,037	„

Wie schon früher erwähnt, stehen diese Werte im Widerspruch mit den Lichterfelder Versuchen. Amerikanische Versuche von White und Campbell mit Mörtel, die sich auf 5 Jahre erstrecken, zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Stuttgarter Ergebnissen. Auch diese fanden für die Ausdehnung im Wasser etwa 50% kleinere Zahlenwerte als für das Schwinden an der Luft.

Digitized by Google

Der Einfluß des Alters macht sich in folgenden Zahlen bemerkbar:

Es betragen die Längenänderungen

	an der Luft	im Wasser
Nach 1 Jahre	— 0,410,	+ 0,080 mm/lfdm
„ 4 Jahren	— 0,485,	+ 0,132 „
„ 6 „	— 0,512,	+ 0,177 „

Ein Vergleich dieser Zahlen zeigt, daß bei den an der Luft gelagerten Körpern am Ende des ersten Jahres 80% der Verkürzung nach 6 Jahren schon erreicht wird, während bei Wasserlagerung nach 1 Jahr nur 45% der Verlängerung nach 6 Jahren erreicht wird. Nach 3 Monaten wird bei diesen Versuchen bei Lufterhärtung nur etwa 40% der Verkürzung derjenigen nach 6 Jahren erreicht. (Siehe Fig. 4.)

In Fig. 4 ersieht man ferner, daß die Zahlen für die Mischung 1 : 3 größer sind als die für die Mischung 1 : 4. Dies ist als eine Bestätigung anzusehen für die bereits bekannte Erscheinung, daß fetter Beton mehr schwindet als magerer.

Es sind noch eine Anzahl anderer Versuche über die Volumenänderung von Mörtel und Beton ausgeführt worden. An dieser Stelle wurden nur die an Beton ausgeführten Versuche besprochen, weil Versuche mit Mörtel ganz andere Ergebnisse haben müssen. Aber auch die Bestimmung der Volumenveränderung am Beton hat nur dann praktischen Wert, wenn die Versuche nicht an zu kleinen Probekörpern vorgenommen werden. So liefern Versuche von Schumann (Schumann-Büsing: Der Portlandzement usw.) an Beton von der Mischung 1 : 2 : 4 mit Prismen von 10 cm Länge Ergebnisse, welche durch die soeben genannten widerlegt werden. Schumann findet dort, daß der Beton nach einer Erhärtungsdauer von 4 Wochen an der Luft sein Volumen nicht mehr ändert. Auch die Zahlenwerte, die Schumann für das Schwindmaß des Betons angibt, sind durch die neueren Versuche widerlegt.

Auf der anderen Seite können auch Versuche an größeren Probekörpern zu unrichtigen Schlüssen führen, wenn sie nicht alle Nebenumstände berücksichtigen, wie dies bei den Stuttgarter und Lichterfelder Versuchen geschehen ist.

Versuche des Amerikaners Goldbeck (Engineering Rekord 1911, S. 73) an quadratischen Säulen von 1,50 m Höhe und einem Querschnitt von 20 · 20 cm mit verschiedenen Betonmischungen und verschiedenen Wasserzusätzen führten zu dem Schluß, daß die gemessenen Längenänderungen nach 3 Monaten nur sehr gering seien, was aber nicht zutreffen kann, wenn man die Ergebnisse der Stuttgarter Versuche in Betracht zieht. Allgemein aber fand Goldbeck, daß trockene Mi-

Digitized by Google

schungen mehr schwinden, als feuchte, und daß das Mischungsverhältnis des Betons nur von geringem Einfluß auf das Maß der Schwindung ist. Letzteres trifft nach Versuchen, die sich auf eine weit längere Zeitdauer erstrecken, nicht zu.

Alle Versuchsergebnisse, die sich, wie bereits gesagt, auf die Praxis nicht direkt übertragen lassen, sind aber deshalb sehr wertvoll, weil sie uns zeigen, daß man gewisse Vorkehrungen zu treffen hat, um den Einfluß der beim Erhärten auftretenden Längenänderungen zu vermindern.

Weit verhängnisvoller sind die bei bewehrtem Beton beim Erhärten eintretenden Erscheinungen, welche an einer anderen Stelle besprochen werden.

5. Wärmeausdehnung und Wärmeleitung des Betons.

Die Wärmeausdehnung des Betons ist sehr schwer zu bestimmen, da gleichzeitig mit den Temperaturänderungen auch Längenänderungen infolge der Erhärtung eintreten. Andererseits kann aber auch der Erhärtungsvorgang durch die Temperatur beeinflußt werden, und schon aus diesem Grunde sind ältere Betonproben geeigneter für die Versuche, weil die Schwindungserscheinungen geringer werden. Jedenfalls sind Versuche zur Ermittlung der Wärmeausdehnungszahlen mit großer Vorsicht auszuführen. Es gibt eine Reihe von Versuchsergebnissen, unter diesen ist in erster Linie die von Bouniceau gefundene Wärmeausdehnungszahl zu nennen. Diese schwankt zwischen 0,0000105—148, für die Temperaturen zwischen + 20° und + 90° C. Die Versuche wurden für Mörtel und Kiesbeton durchgeführt.

Im Jahre 1894 berichtet Keller in der Tonindustrie-Zeitung über Versuche zur Bestimmung der Wärmeausdehnungszahlen an 6 verschiedenen Mischungen bei Temperaturen von — 16° bis + 72° C. Die von Keller ermittelten Wärmeausdehnungszahlen β zeigen, daß fettere Mischungen sich stärker ausdehnen als magere. Die für β gefundenen Werte sind:

	β
Für reinen Zement	0,0000126
Für Betonmischungen:	
1 Teil Zement zu 1 Teil Sand und Kies	0,0000110
Für die Mischung 1 : 2 „ „ „	0,0000101
„ „ „ 1 : 4 „ „ „	0,0000104
„ „ „ 1 : 6 „ „ „	0,0000092
„ „ „ 1 : 8 „ „ „	0,0000095

Die gleichen Versuche zeigten auch, daß die Ausdehnungen bei Zunahme des Feuchtigkeitsgehaltes für magere Mischungen abnehmen.

Digitized by Google

Eine ziemlich gute Übereinstimmung mit den von Keller gefundenen Zahlen zeigen die von Pence ermittelten Wärmeausdehnungszahlen.

Für eine Betonmischung 1 : 6:

	β
Bei Kiesbeton . . .	0,00000972
Bei Schotterbeton. .	0,00000990

Aus neuerer Zeit stammen die von Rudeloff aus Versuchen im Kgl. Materialprüfungsamt in Lichterfelde ermittelten Wärmeausdehnungszahlen[1]). Diese Versuche wurden an Proben verschiedenen Alters ausgeführt, welche zum Teil an der Luft, zum Teil im Wasser erhärtet waren.

Die Versuche, die für Temperaturen von —15° bis +50° C durchgeführt wurden, zeigten, daß bei älterem Beton die Wärmeausdehnungszahl größer wird, und daß $\beta = 0{,}0000100$ als ein guter Mittelwert zu betrachten ist.

Wenn man die aus verschiedenen Versuchen stammenden Wärmeausdehnungszahlen betrachtet, so wird man für dasselbe Mischungsverhältnis eine für die Praxis genügend große Übereinstimmung finden.

Die Wärmeleitung des Betons hängt in erster Linie von der Dichtigkeit des Materials ab. Dichter Beton leitet die Wärme besser als poröser Beton. Die wenigen vorhandenen Versuche über die Wärmeleitung des Betons stammen von amerikanischen Forschern. Unter diesen sind die Messungen zu beachten, welche Woolson über Wärmeleitung bei einer Temperatur von 816° C vorgenommen hat. Er findet bei einer Eindringungstiefe von 2,5 cm:

Nach 20 Minuten	20°,
„ 1 Stunde	254°,
„ 2 Stunden	427°,
„ 4 „	565°.

Mit zunehmender Eindringungstiefe nehmen die Temperaturen ab. Bei einer Eindringungstiefe von 5,1 cm ebenso bei 7,8 cm beträgt die Temperatur:

Nach 20 Minuten	nur 16°,
„ 1 Stunde beträgt sie im ersten Fall	204°,
„ 1 Stunde beträgt sie im zweiten Fall.	127°,
„ 4 Stunden	555 bzw. 460°.

Bei einer Eindringungstiefe von ca. 18 cm ist die Temperatur nach 1 Stunde nur 85° und nach 4 Stunden nur 204°.

---

[1]) Veröffentlicht Zeitschrift „Armierter Beton" 1911 und Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 23.

Digitized by Google

Der dänische Ingenieur Grut hat im Jahre 1903 Versuche durchgeführt, und zwar in folgender Weise:

In dem Hohlraum eines Betonhohlzylinders von 14 cm innerem Durchmesser und 34 cm äußerem Durchmesser wurde eine Temperatur von 1000° C erzeugt. An verschiedenen Stellen zwischen dem inneren und äußeren Rand des Hohlzylinders wurden die Temperaturen gemessen, und da zeigte sich, daß nach 7—8 Stunden der Gleichgewichtszustand eintrat; die Temperatur, die hierbei in einem Abstand von 9 cm von der Innenseite im Beton gemessen wurde, betrug 264°.

Diese Versuche bestätigen die in der Praxis gemachte Beobachtung, daß Beton ein schlechter Wärmeleiter ist.

6. Verhalten von Beton gegen verschiedene chemische Einflüsse.

Bei der Bestimmung des Wasserzusatzes wurde schon darauf hingewiesen, welchen chemischen Einflüssen der Zement bzw. Beton ausgesetzt sein kann durch Verwendung von unrichtigem Anmachwasser. An dieser Stelle soll das Verhalten von erhärtetem Beton gegen verschiedene chemische Einflüsse besprochen werden. Was hier vom Beton gesagt wird, gilt selbstverständlich auch für Eisenbeton.

In erster Linie wäre darauf hinzuweisen, daß Wasser mit höherem Gehalt an freien Säuren Beton angreift. Eine Verdünnung auf etwa $^1/_{10}$% vermindert diese Wirkung. Andererseits greifen weder Kanalwässer noch Fäkalwässer (Jauche) den Zement an, was bei Verwendung von Betonkanälen besonders wichtig ist.

Ein Beispiel hierfür gibt Endris in der Zeitschrift „Gesundheits-Ingenieur" 1913. Gelegentlich eines Straßenkanalumbaues im Jahre 1911 fand er, daß ein Betonrohr von 60 · 90 cm Lichtweite nach 32jähriger Lagerung in der Erde ein tadelloses Aussehen zeigte, trotzdem während der ganzen Zeit konzentrierte Kanaljauche durchgeleitet wurde. Endris berichtet auch über die Zerstörung von Betonrohren durch Säuren und saure Salze.

Eine Abhilfe gegen die zerstörende Wirkung der Säuren besteht darin, entweder diese durch entsprechende Zusätze zu neutralisieren, oder durch bauliche Vorkehrungen vorher eine Reinigung des säurehaltigen Wassers zu ermöglichen.

Die Wirkung des Seewassers auf Beton wird zurzeit noch durch Versuche, welche unter Leitung des Kgl. Material-Prüfungsamtes in Lichterfelde stehen, studiert. Die Erfahrung hat aber schon verschiedene Aufklärungen über das Verhalten von Beton im Seewasser gegeben. Grundsätzlich beruht die zerstörende Wirkung des Seewassers nicht nur auf einem chemischen Einfluß der Magnesiumsalze, sondern auch auf der mechanischen Wirkung der Wellenkräfte. Gegen letztere schützt man sich dadurch, daß man eine möglichst dichte, glatte (also

Digitized by Google

wenig poröse) Oberfläche schafft, gegen die erstere durch verschiedene Zusätze.

Neue Versuche, welche in Amerika ausgeführt wurden (s. Engineering News 1913), zeigen aber auch, daß nasser Beton ein besseres Verhalten im Seewasser zeigt als trockener, ferner, daß die der Flutwirkung ausgesetzten Betonflächen ein schlechteres Verhalten zeigen als die dauernd im Wasser oder an der Luft befindlichen Betonteile. Die Versuche sind an Säulen von 40 · 40 cm Querschnitt und 4,9 m Länge durchgeführt. Das Mischungsverhältnis war 1 : 3 bis 1 : 9. Hierbei wurden Portlandzement, Eisenportlandzement und Schlackenzement als Bindemittel verwendet. Die Zuschlagstoffe waren Sand und Steinschlag. Nach der Herstellung blieben die Körper vorerst 5 Tage unter Wasser und 5 Wochen an der Luft. Nachher wurden sie an einer Landungsbrücke der Marinewerft in Charlestown derart aufgehängt, daß die Unterkante dauernd unter Wasser und die Oberkante bei jedem Stand der Flut über Wasser war.

Bei der Mischung 1 : 3 hat sich der plastische Beton sehr gut gehalten, während sowohl der trocken als auch der sehr naß hergestellte Beton an der Oberfläche angegriffen wurden. Das gleiche Verhalten zeigte auch die Mischung 1 : $2^1/_2$: $4^1/_2$ und die Mischung 1 : 3 : 6. Hier zeigte sich ein besonders starker Angriff derjenigen Teile, welche dem Flutwechsel ausgesetzt waren. Starke Angriffe zeigten ferner die Probekörper mit einem hohen Tongehalt im Zement. Bei geringem Tongehalt war das Verhalten gut.

Die Herstellung der Probekörper geschah zwischen Februar und März 1909; im November 1912, also nach etwa $3^1/_2$ Jahren, wurden sie nach einem anderen Platz gebracht und bei dieser Gelegenheit ihr Zustand aufs eingehendste geprüft.

Zu bemerken wäre noch, daß die Probekörper sich in der Nähe eines Betondocks befinden, welches erhebliche Angriffe zeigte, und daß wegen der starken Eisbildung in diesen Gegenden neben dem chemischen Einfluß des Seewassers auch der mechanische Angriff von Eis und Frost studiert werden konnte.

Eisenportlandzement in einer nassen Betonmischung 1 : 3 zeigte ein gutes Verhalten; in einer Mischung 1 : 9 schälte sich die Oberfläche an allen Seiten 1 cm über Niedrigwasser leicht ab. Ein ziemlich schlechtes Verhalten zeigte Schlackenzement.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß Zusätze von Seife, Alaun und hydraulischem Kalk zu den naß gemischten Betonprobekörpern 1 : 9 starke Angriffe im Mittelwasser verursachten. Bei einem Zusatz von 10% hydraulischen Kalkes wurden auf eine Länge von 61 cm und eine Tiefe von 10 cm die Flächen der Probekörper sehr stark angegriffen, und zwar im Niedrigwasser leicht, die Kanten auch im

Digitized by Google

Mittelwasser. Ein Zusatz von Seife und Alaun erzeugte starke Angriffe an den Kanten im Niedrigwasser auf eine Tiefe von 7,6 cm. Die Vorderfläche war auf der ganzen Länge angegriffen.

Bemerkenswert ist ferner, daß bei einem Zusatz von 5% klebrigem Ton bei derselben Mischung die Kanten etwas angegriffen waren, aber sonst sich ein gutes Verhalten der Probekörper zeigte.

Wenn diese Versuchsergebnisse auch nicht sehr vollkommen sind und auch keine allgemeinen Schlüsse zulassen, so sind sie doch außerordentlich wertvoll, weil die Probekörper hergestellt wurden, wie man in der Praxis den Beton herstellt, und weil man so direkte Vergleiche anstellen kann.

Bei Probekörpern, die sorgfältige Laboratoriumsarbeit darstellen und in eisernen Formen sorgfältig gestampft werden, wird eine direkte Verwendung der Versuchsergebnisse für die Praxis kaum möglich sein.

Die besprochenen amerikanischen Versuche bestätigen die Erfahrungen, die man in unserer Praxis bezüglich der mechanischen und chemischen Einflüsse des Seewassers auf erhärteten Beton gemacht hat. Sie zeigen aber auch die Überlegenheit von plastischem gegenüber trockenem oder zu nassem Beton. Daß man durch geeignete Zuschläge (z. B. Traß) die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen die genannten Angriffe erhöhen kann, soll noch an anderer Stelle gezeigt werden.

Über die Wirkung von Öl und Fett auf Beton geben ziemlich unvollkommene Versuche von W. L. Gadd (Veröffentlichungen des Concrete Institute, London 1913) einige wissenswerte Aufklärungen. Die Versuche sind allerdings nur mit Zementmörtel im Verhältnis 1 : 3 durchgeführt. Die Schlußfolgerungen dürften aber auch im allgemeinen für Beton gelten. Sie zeigen, daß tierische, pflanzliche und mineralische Öle auf frischen Beton ungünstig einwirken und ihn im Laufe der Zeit zerstören. Aus diesem Grunde ist auch ihre Verwendung als Zusatz zur Herstellung von wasserdichtem Beton nicht angezeigt, um so mehr, als durch einen Zusatz von Öl die Festigkeit des Betons vermindert wird.

Feret, Vorsteher des Laboratoriums der „Ponts et Chaussées" berichtet in der September-Oktobernummer 1913 des „Annales des Ponts et Chaussées" von Versuchen über den Einfluß von schweren Mineralölen auf Beton. Es handelt sich hier vor allem um die Bestimmung der Dichtigkeit und Wasserundurchlässigkeit von Mörtel.

Vier Ölsorten wurden verwandt: a) Russisches Naphtha, ziemlich flüssig, im Handel als Schmieröl zu haben.

b) Schwerer Petroleumrückstand, amerikanisch, schwarz und dick, neutralisiert, nicht gereinigt, auch Schmieröl; hinterließ in Gefäßen einen leichten festen Rückstand.

Digitized by Google

c) Amerikanischer Petroleumrückstand, ähnlich wie vorher, aber gereinigt, dicker und ohne Rückstände.

d) Mischung aus einem Teil schweren Kohlenteeröls und zwei Teilen halbflüssigem Harz mit einigen Verunreinigungen, wahrscheinlich Staub. Diese Mischung ergab stets sehr schlechte Ergebnisse. Feret meint, daß vielleicht flüssigere Mischungen der gleichen Zusammensetzung besser wären. Der Vorteil dieser Mischung ist, daß sie (in Frankreich) nur $^1/_4$ bis $^1/_5$ des amerikanischen Öls kostet.

Diese Öle wurden dem Normenmörtel in den Mischungen 1:3 und 1:5 zugesetzt; 5 bis 10% Öl, in Gewichtsprozenten des Zementes.

Haftversuche zwischen dem 4 Wochen alten, mit Öl gemischten Mörtel und alten Mörtelprismen von der Mischung 1:3, wobei der frische Mörtel an die alten Proben angestampft wurde, ergaben folgendes:

Bezeichnet man die Haftfestigkeit des Zements ohne Öl mit 100, so fiel sie bei einem Ölzusatz

von 5% auf 95,
„ 10% „ 75.

Ferner zeigten diese Versuche, daß das erste Abbinden stark durch Ölzusatz beeinflußt wurde.

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit wurden verwendet: Ein magerer Mörtel von einer Mischung aus 5 Gewichtsteilen Sand zu 1 Teil Zement mit 16,2% Wasser, und eine fette Mischung von 3 Teilen Sand zu 1 Teil Zement mit 10,5% Wasserzusatz. Die Druckfestigkeit nahm überall stark ab.

Bei dem Ölzusatz von 5% wurde sie 14 bis 24%, bei einem Zusatz von 10% wurde die Druckfestigkeit um 22 bis 37% vermindert. Die geringere Abnahme von 14 bzw. 22% war bei der mageren Mischung zu verzeichnen.

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit unter hohem Druck dienten die Probekörper mit fetter Mischung und $10^1/_3$% Wasser unter einem Druck von 3,5 kg/qcm. Öl verringerte die Wasserdurchlässigkeit sehr stark während der ganzen 77 Tage des Versuchs.

Feret folgert aus seinen Versuchen, daß die Druckfestigkeit und die Haftung durch Zusatz von Öl verringert werden, ebenso die Wasserdichtigkeit. Nach Ansicht Ferets scheint auch die Wasserdichtigkeit des Mörtels durch einen Zusatz von Öl nicht erhöht zu werden; er wird unter einem gewissen Druck ausgewaschen, weil er nicht fest haftet.

Wenn auch die Versuchsergebnisse Ferets nicht ganz mit anderen übereinstimmen, so zeigen sie doch, was auch andere Forscher gefunden haben, daß eine Verwendung mineralischer Öle als Wasserdichtungsmittel von Beton nicht zu empfehlen ist.

Digitized by Google

Dagegen zeigen die Versuche das sehr wertvolle Ergebnis, daß Fette und Öle erhärteten Beton kaum angreifen.

Neuere, von Heyn[1]) veröffentlichte Versuche für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton in Lichterfelde zeigen das Verhalten von Kupfer, Zink und Blei gegenüber Zementwasser und Beton. Sie zeigen, daß Kupfer von einem aus destilliertem Wasser mit Zement durch Schütteln hergestellten Zementwasser angegriffen wird. Dieser Angriff beginnt an der Oberfläche unter Bildung von Kupferoxyd. Zink und Blei werden von Zementwasser sehr stark angegriffen.

Probeplättchen aus Blei und besonders aus Zink, welche in Zementwürfeln eingebettet waren, wurden sehr stark angegriffen, deshalb wird es sich empfehlen, bei Zusammentreffen dieser beiden Metalle mit Beton eine entsprechende Schutzschicht dazwischen zu legen.

Von besonderer Bedeutung ist der Einfluß von Grundwasser und Moorwasser auf Beton. Ihre Einwirkung kann verschiedener Natur sein. Einer der bekanntesten Fälle ist die Zerstörung des Osnabrücker Sammelkanals. Darüber berichten Stadtbaumeister Lehmann (Deutsche Bauzeitung 1908), Dr. Framm (Protokoll des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten 1905), Dr. Thörner (Zeitschrift für Nahrungs- und Genußmittel 1905) und Dr. Römer (Chemikerzeitung 1905).

Im Jahre 1902/03 wurde von der Stadt Osnabrück für die Entwässerung ein Hauptsammelkanal von 2500 m Länge gebaut mit einer lichten Weite von 1,30 · 1,70 m. Die Herstellung erfolgte in Beton. Für die Sohle und die Wandungen wurde die Mischung 1 : 4 : 7, für das Gewölbe eine Mischung 1 : 3 : 6 verwendet. Der äußere Verputz wurde in einer Mischung 1 : 2 und der innere Verputz 1 : 1 hergestellt. Das Material wurde sehr sorgfältig ausgewählt. Als Zuschlagmaterial verwendete man den aus den Osnabrücker-Piesberger Steinbrüchen entnommenen Kohlensandstein, welcher sowohl einen scharfen Sand, als auch Schotter bis zu 5 cm Durchmesser lieferte. Die Ausführung war sehr sorgfältig unter ständiger Aufsicht der Behörde. Vorherige Bodenuntersuchungen ergaben, daß der Kanal größtenteils in Sandboden und nur zu einem geringen Teil in Moorschichten verlegt werden mußte.

Im Jahre 1904 zeigten sich an der Innenseite des Kanals Zerstörungen, welche auffallenderweise nur an denjenigen Stellen auftraten, wo Moorboden vorhanden war. Bis zur Höhe des Grundwasserstandes waren die Betonwandungen weich geworden, der Beton hatte seine Farbe geändert, und die Masse zeigte auffallende Kristallisationen, die

[1]) Versuche über das Verhalten von Kupfer, Zink und Blei gegenüber Zement, Beton und den damit in Berührung stehenden Flüssigkeiten, ausgeführt im Kgl. Material-Prüfungsamt in Gr.-Lichterfelde in den Jahren 1908—1910 von Prof. Heyn. Heft 8 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Digitized by Google

in allen Farben schillerten. Man vermutete sofort den Einfluß des Moorwassers, und die Untersuchung der Sachverständigen bestätigte diese Annahme.

Da auf manchen Seiten vermutet wurde, daß auch schlechtes Material zur Anwendung gelangt war, entschloß sich die Bauverwaltung zum Bau eines Probekanals, welcher dicht neben dem zerstörten Kanal lag. Ferner wurden auch fertige Betonrohre, welche 8 Tage an der Luft gelagert hatten, verlegt. Die Rohre wurden aus denselben Mischungen (1 : 2 : 4 bzw. 1 : 4 : 7) wie der Betonprobekanal hergestellt, welcher in 8 Abteilungen ausgeführt wurde mit 5 verschiedenen erstklassigen Zementen. Nach Fertigstellung des Probekanales und Verlegen der fertigen Rohre wurde der Boden wieder aufgefüllt. Eine Freilegung nach $1^1/_2$ Jahren zeigte aber dieselben Zerstörungen wie der zuerst gebaute Kanal. Die fetteren Mischungen hatten weniger gelitten, doch waren auch diese nicht widerstandsfähig genug. Die fertiggestellten Betonrohre zeigten das gleiche Verhalten. Die Untersuchung ergab, daß die Hauptzerstörungen im Bereiche der Grundwasserschwankungen eingetreten waren, und daß diese von außen nach innen vordrangen; die Innenseite war teilweise noch gut.

Die Ursache der Zerstörung wurde von den Sachverständigen übereinstimmend in der Wirkung verschiedener Schwefelverbindungen festgestellt. Es zeigte sich, daß im Moorboden Schwefelkies enthalten war, welcher sich dann bildet, wenn der Boden dauernd unter Wasser ist, wenn genügend organische Stoffe vorhanden sind, wenn das Grundwasser genügend Schwefelverbindungen enthält, und wenn schließlich das Grundwasser oder der Boden eisenhaltig ist. Beim Ausschachten der Baugrube kommt der Schwefelkies mit dem Sauerstoff der Luft in Berührung; und es entsteht Schwefelsäure und schwefelsaures Eisenoxydul. Diese gelangen mit dem Grundwasser an die Wandungen des Kanals und in Berührung mit dem kohlensauren Kalk des Zementbetons. Hierbei bildet sich unter Freiwerden von Kohlensäure schwefelsaurer Kalk oder Gips. Eine weitere Folge davon ist eine Auflösung des Gipses und eine mit der Volumvergrößerung zusammenhängende Sprengung des Betons. Auf diese Weise wird die Verbindung gelockert, und es entstehen neue Angriffsflächen für die weiteren Zerstörungen. Daß diese Zerstörungen in den Grundwasserhöhen besonders stark sind, ist darauf zurückzuführen, daß dort abwechselnd Luft und Wasser zur Wirksamkeit kommen.

Nach Thörner genügt ein Schwefelkiesgehalt von 10% pro Kubikmeter Moorboden, um 0,7 cbm Beton von der Mischung 1 : 8 ganz zu zersetzen.

Eine etwas abweichende Erklärung von den Zerstörungen bei Vorhandensein von Schwefelverbindungen gibt Dr. Stephan (Armierter

Digitized by Google

Beton 1909), kommt aber auch zu dem Schluß, daß die Zerstörung auf die sprengende Wirkung zurückzuführen ist.

Über die Folgeerscheinungen bei Bildung von Schwefelsäure in der Natur namentlich auf dem Gebiete der Wasserversorgung macht auch Stadtbaurat Bredtschneider (Gesundheits-Ingenieur 1909) wichtige Angaben. An einem Abwasserkanal der Stadt Charlottenburg und an einer Kläranlage der Stadt Oeynhausen zeigten sich Zerstörungserscheinungen, welche man auf den Einfluß von Schwefelwasserstoff zurückführte. Es wurden deshalb Versuche ausgeführt an Betonkuchen, die in schwefelstoffhaltiger Luft über Wasser lagen. Es zeigte sich, daß hierbei eine Bildung von Gips in beträchtlichen Mengen eintrat. Die Wirkung trat sehr schnell ein, aber nicht nur bei gewöhnlichem Portlandzement, sondern auch bei Eisenportlandzement. Auch diese Angaben bestätigen die zerstörende Wirkung von Schwefelverbindungen.

Neben den besprochenen chemischen Einflüssen kann besonders die Kohlensäure Zerstörungen des Betons verursachen. Solange sie fest gebunden ist, ist sie wirkungslos. Wenn sie aber frei oder leicht abspaltbar ist, besteht ihre zerstörende Wirkung darin, daß sich durch Auflösen des Kalkes im Beton sein Gefüge lockert. Ein Beispiel hierfür sind Zerstörungserscheinungen an dem Wasserwerk der Stadt Frankfurt a. M. Dort war in einem weichen Wasser sehr viel freie Kohlensäure vorhanden. Hartes Wasser ist nicht so gefährlich, weil der Kalk weniger schnell aufgelöst wird.

Über die Wirkung von Kohlensäure berichtet Schumann gelegentlich der Zerstörung des Verputzes bei Wasserbehältern aus Zement für Quellwasserleitungen. Eine Untersuchung ergab, daß das Wasser sehr rein war, also wenig Mineralstoffe gelöst enthielt, daß ferner gleichzeitig freie Kohlensäure in Lösung war, und daß schließlich die Behälter ständig von Wasser durchflossen wurden. Nun ist sehr reines Wasser geeignet, das beim Erhärten ausscheidende Kalkhydrat aus dem Zement aufzulösen und fortzuführen. Kommt hierzu noch die Wirkung der im Wasser gelösten Kohlensäure hinzu, so bildet sich doppeltkohlensaurer Kalk, der im Wasser löslich ist, und darauf sind auch die Zerstörungen des Verputzes zurückzuführen.

Schließlich soll noch auf ein sehr wertvolles Gutachten der Kgl. Geologischen Landesanstalt[1]) in Berlin hingewiesen werden, welches auf Veranlassung der elektrischen Untergrundbahn der Stadt Schöneberg eingeholt wurde, um die Frage zu untersuchen, wie weit Moorboden und Moorwasser dem Beton schädlich sein könne.

---

[1]) Die elektrische Untergrundbahn der Stadt Schöneberg von Friedr. Gerlach, Verlag von W. Ernst & Sohn 1911.

Digitized by Google

„Wir haben also bei der Beantwortung der Frage, inwieweit Moorboden und Moorwasser für Beton schädlich sein kann, zwei Säureformen zu berücksichtigen:

1. die bei der Verwesung entstehenden wasserunlöslichen organischen Säuren (es entstehen nebenher auch wasserlösliche Formen von organischen Säuren; denn die Kalksalze der letzteren konnten in dem Torfwasser qualitativ nachgewiesen werden),
2. die in den Moorwässern unter gewissen Bedingungen frei werdenden anorganischen Säuren, zu welchen hauptsächlich die durch Oxydation von Ammoniak entstehende salpetrige Säure, aber auch die durch Oxydation des im Untergrund nachgewiesenen Schwefelwasserstoffs entstehende Schwefelsäure und die durch die Verwesung der organischen Stoffe gebildete Kohlensäure gehören.

Daß die dauernde Einwirkung der unter 2 erwähnten Säureformen auf jeden Zement schädigende Einflüsse ausüben muß, kann ohne weiteres behauptet werden. Hierbei ist besonders zu beachten, daß schon geringe Mengen Säure genügen, um empfindliche Schädigungen im Laufe der Zeit hervorzurufen, da die bei der Anätzung des Zementes entstehenden Salze immer wieder durch die absorbierende Wirkung des Torfes zersetzt werden, so daß dieselbe Säuremenge immer wieder frei wird und ihre zerstörende Wirkung am Zement fortsetzen kann.

Über die schädliche Wirkung der unter 1 genannten organischen Säuren liegen noch zu wenig Beobachtungen vor, als daß ein definitives Urteil gefällt werden könnte. Immerhin geht nach den bisher gemachten Erfahrungen die Ansicht der Fachwelt dahin, daß Vorsicht geboten ist."

Die Frage, wie man feststellen kann, ob ein Boden oder Wasser auf den Beton zersetzend wirken kann, beantwortet Dr. Tillmans im Gesundheits-Ingenieur 1911. Er fand bei Untersuchung von mehreren 100 Moorproben, daß keine frei von Schwefelverbindungen war. Sehr oft war der Gehalt an Schwefelverbindungen im gleichen Boden schwankend. In manchen Fällen wirkten die Proben trotz Vorhandensein von Schwefelverbindungen nicht sauer, was er darauf zurückführt, daß die freiwerdenden Schwefelsäuren sich sofort mit Salzen von schwächeren Säuren verbanden. Daß die Proben nicht sauer wirken, ist noch kein Zeichen, daß sie unschädlich sind. Er schlägt folgende Untersuchung vor:

1. Prüfung des Wasser- und des Moorbodens mit Kongorotpapier auf das Vorhandensein von freien Mineralsäuren. (Nur diese wirken bei Kongorotpapier.)
2. Bestimmung des Gehaltes des Moorbodens an Sulfaten und oxydierbaren Schwefelverbindungen, an Karbonaten und sonstigen Salzen mit schwächeren Säuren, welche als Neutralisationsmittel für etwa entstehende freie Schwefelsäure wirken können.

Digitized by Google

3. Ermittlung des freien Kohlensäuregehalts im Grundwasser, weil die Wirkung der freien Kohlensäure mit zunehmender gebundener Kohlensäure abnimmt.
4. Bestimmung des Gehaltes des Grundwassers an gebundener Schwefelsäure und an Alkali und Eisensalzen.

Kennt man die chemischen Einflüsse, so wird man auch in jedem gegebenen Falle bei Beton (das gleiche gilt auch für Eisenbeton) die notwendigen Vorkehrungen treffen und entsprechende Schutzmittel verwenden. Die Schutzmittel müssen derart beschaffen sein, daß sie von den Flüssigkeiten nicht angegriffen werden, gegen welche sie den Beton zu schützen haben. Ferner dürfen sie auf den Zement nicht chemisch einwirken, und endlich sollen sie an ihrer Oberfläche frei von Rissen sein.

Bewährt haben sich als Schutzmittel in erster Linie ein Asphalt- oder Harz-Paraffinanstrich, welcher eine Diffussion des Sauerstoffs der Luft verhindert. Auf diese Weise kann z. B. die Wirkung von schwefelsauren Moorwassern auf Beton unschädlich gemacht werden. Teeranstriche sollen nicht dauernd gegen die Einwirkung von Schwefelsäure schützen können. Bei dem erwähnten Bau der Schöneberger Untergrundbahn im Moorboden wurde der Beton nicht nur durch eine doppelte Asphaltpappschicht, sondern auch durch eine Ziegelsteinschicht von dem gefährlichen Moorboden getrennt.

Gegen die zerstörende Wirkung von Kohlensäure wird ein gewöhnlicher Zementverputz, wie er in den meisten Fällen angewendet wird, nach dem Gesagten nicht wirksam sein. Auch hier wird man dann, wie im vorgenannten Fall, besser nicht angreifbare Putzmittel anwenden, welche gleichzeitig den Beton von den Angriffsstellen dicht abschließen.

Nach einem Vorschlag von Dr. Stephan würde die Behandlung mit Oxalsäure gegen den Angriff von Kohlensäure schützen, da Oxalsäure mit Kalk unlösliche Verbindungen gibt.

7. Wasserdichtigkeit von Beton.

Im allgemeinen kann man Beton nicht als wasserdicht bezeichnen. Je fetter die Mischung und je dichter der Beton ist, desto wasserdichter wird er. Die zwei Eigenschaften sind aber nicht immer ein Vorzug, da dichter Beton sowohl die Wärme als auch die Elektrizität besser leitet. Mit Rücksicht darauf wird es daher nicht immer zweckmäßig sein, sehr fette Mischungen anzuwenden. Man schlägt zwei verschiedene Wege ein, um Beton wasserdicht zu machen. Entweder verwendet man Zusatzmittel oder Anstrichmittel.

Wie weit Beton an sich wasserdicht ist, wurde durch Versuche des amerikanischen Bureau of Standarts geprüft; welche in Heft 3, Jahrgang 1913 der Mitteilungen dieser Anstalt veröffentlicht sind. Hier-

Digitized by Google

bei wurden verschiedene Mörtel- und Betonmischungen aus Portlandzement mit verschiedenen Zuschlägen angewandt. Die Mischung des Betons war 1 Teil Zement zu 4 Teilen Sand und 2 Teilen Kalksandsteinschotter. Von letzterem wurden zwei verschiedene Arten verwendet, als Sand wurden Flußsand, Grubensand, Seesand und Schlackensand angewandt. Der Wasserzusatz war derart, daß die Probekörper entweder erdfeucht oder ganz weich hergestellt wurden. Die Proben wurden an 2,5, 5 und 7,5 cm starken runden Scheiben von 7,1 und 45 cm Durchmesser ausgeführt. Gleichzeitig wurden zur Prüfung der Wasseraufnahmefähigkeit Würfel von 5 cm Kantenlänge hergestellt. Die Proben lagerten alle in feuchtem Raume und wurden in der ersten Zeit angenäßt. Im Alter von 30 Tagen wurden sie mehrere Tage lang einem Wasserdruck von 1,4 kg/qcm unterworfen.

Das Ergebnis der Untersuchungen zeigt, daß Beton mit zunehmendem Alter weniger wasserdurchlässig wird.

Ferner zeigte sich, daß die weich angemachten Probekörper weniger durchlässig waren als die trocken hergestellten, wobei die Dicke der Versuchskörper auf die Wasserdurchlässigkeit keinen Einfluß zeigte.

Beton aus feinem Sand zeigte auch größere Wasserdichtigkeit als bei Anwendung von grobkörnigem Sand.

Zur Prüfung der Wasseraufnahmefähigkeit wurden die Würfel nach 24 Stunden entformt und bei 100° C getrocknet. Sodann wurden sie nach erfolgter Abkühlung unter Wasser gelegt, bis die Gewichtszunahme nur $^1/_{20}$% betrug.

Das Ergebnis spricht auch hier sehr zugunsten des weichen Betons. Es zeigte sich, daß bei weichem Beton mit einer fetten Mischung die Wasseraufnahme geringer war als bei erdfeuchtem Beton, bei welchem der Gehalt an Zement keinen Einfluß zeigte. Die größte Wasseraufnahme zeigten die Mischungen mit Schlackensand, nicht zuletzt wegen ihrer porösen Beschaffenheit.

In denselben Veröffentlichungen wird auch der Einfluß der in Amerika gebräuchlichen Anstrichmittel zur Herstellung von wasserdichtem Beton untersucht. Hierbei wird ein Unterschied gemacht, ob es sich um wasserdichten Beton handelt, der einem größeren Wasserdruck ausgesetzt ist, wie bei Wasserbehältern, Tunnels, Brunnen u. a., oder ob es sich nur um die Abhaltung von Feuchtigkeit handelt. Ferner wurde ein Unterschied gemacht, ob es sich um Zusätze oder um Anstrichmittel handelt.

Untersucht wurden 3 verschiedene Mörtelmischungen: 1 : 4, 1 : 6 und 1 : 8. Als Zuschlagmittel wurde nur Flußsand verwendet.

Im ganzen wurden 40 verschiedene aus dem Handel ohne vorherige Bestellung angekaufte Schutzmittel verwendet. Die Zusätze waren flüssig oder fest. Unter den festen Stoffen waren teils Zemente, teils

Digitized by Google

wirksame (Bindemittel) oder unwirksame Stoffe (Füllmittel), endlich wasserabweisende Stoffe. Als Anstrichmittel wurden Leinöl, bituminöse Stoffe, wie Asphaltmischungen oder Mischungen aus Beton, Teer oder Leinöl verwendet, ferner flüssige Kohlenwasserstoffe, Zemente und Seifen. Die Zusätze wurden mit dem Mörtel trocken vermischt. Geprüft wurde nicht nur die Wasseraufnahmefähigkeit und die Wasserdichtigkeit, sondern auch die Zug- und Druckfestigkeit. Letztere zeigte allerdings keine merkliche Veränderung bei Anwendung der verschiedenen Mittel, was wohl nach anderen Versuchen nicht ganz zutreffen wird. Es zeigte sich, daß bei Anwendung von Anstrichmitteln der kleinste Riß genügt, um die Schutzwirkung zu verhindern.

Es sollen hier diejenigen Versuchsergebnisse angeführt werden, welche eine Übereinstimmung mit den bisher gemachten Erfahrungen und mit vorher gemachten Versuchen zeigen. Bei Verwendung von feinkörnigem Sand oder, wenn dieser nicht vorhanden ist, feinkörnigem gelöschtem Kalk, fein gemahlenem Ton oder einer fetteren Mischung wird man undurchlässigeren Beton erhalten, ohne irgendwelches Dichtungsmittel anzuwenden. Ein Zusatz von porenfüllenden Stoffen ist nach diesen Versuchen wirkungslos, wenn sie nur in geringen Mengen beigemischt werden.

Diese amerikanischen Versuche sind an erster Stelle angeführt, weil sie aus der neuesten Zeit stammen. Sie bestätigen zum Teil die Ergebnisse früherer auch in Deutschland ausgeführter Versuche, von welchen noch gesprochen werden soll, zum Teil aber werden sie durch die Erfahrungen widerlegt. Wenn beispielsweise angeführt wird, daß ein Beton mit besonders feinkörnigem Sand wasserdicht zu machen ist, so mag dies im Rahmen kleiner Versuchsstücke möglich sein, nicht aber bei größeren Bauteilen. Die Erfahrung lehrt, daß Beton allein auch bei einer sehr sorgfältigen Herstellung vielfach sogar bei einem sorgfältig hergestellten Verputz nicht wasserdicht gemacht werden kann. Besonders die letztere Erscheinung ist mir häufig aufgefallen, was auch darauf zurückzuführen ist, daß der in einer fetten Mischung an der Oberfläche hergestellte Verputz ein ganz anderes Verhalten gegen Temperatureinflüsse zeigt, wie das darunter befindliche Betonmaterial, das gewöhnlich einen grobkörnigeren Zuschlag enthält und von magerer Mischung ist.

Die wasserdichtenden Zusätze, wenn sie ölhaltige Substanzen enthalten, sind, wie bereits an anderer Stelle erwähnt wurde, nicht zu empfehlen, da sie den frischen Beton zerstören und seine Festigkeit vermindern.

Andere Zusätze enthalten zum Teil Seifenlösung. Deshalb ist es von besonderem Interesse, darauf hinzuweisen, welchen Einfluß ein Zusatz von Seifen auf Beton hat.

Digitized by Google

Grittner berichtet über Versuche im Laboratorium der Kgl. Ungarischen Staatsbahnen in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1912. Hierbei wurde als Anmachwasser eine Schmierseifenlösung verwendet, bei welcher in je 100 l warmem Wasser 8 kg Seife gelöst wurden. Die Versuche wurden an Prismen von 5 · 5 cm Querschnitt und 21 cm Höhe, an Hohlwürfeln mit 7 cm Kantenlänge und 1 cm Wandstärke und an 1—3 cm dicken Scheiben von 9 cm Durchmesser ausgeführt.

Die Ergebnisse zeigten, daß nicht nur die Hohlkörper und Prismen wasserdicht waren, sondern daß auch die Scheiben von 1 cm Dicke eine Wassersäule von 25 cm hielten, ohne daß sie nach 24 Stunden gefallen wäre. Die 3 cm starke Scheibe widerstand einem Druck von 2,1 kg/qcm 24 Stunden lang, ohne merklich durchnäßt zu sein.

Schlechtere Erfahrungen hat Grittner bei Parallelversuchen mit Zusätzen, welche im Handel erhältlich sind, gemacht, ebenso mit einem Anstrichmittel, einem Bitumen, dem ein trockenes Mittel zugesetzt wurde.

Daß ein Zusatz von Seife den Beton wasserdicht macht, aber andererseits seine Druckfestigkeit vermindert, zeigen Versuche der Firma Wayss & Freytag, welche von Hoffmann in der Zeitschrift „Beton und Eisen" 1912 veröffentlicht sind. Proben an Beton von einer Mischung: 1 Teil Zement, 2 Teilen Rheinsand und 5 Teilen Rheinkies mit 15% Wasserzusatz, in welchem 1% Schmierseife, bezogen auf die trockene Mörtelmenge, gelöst war, zeigten, daß eine 5 cm starke Betonplatte von 25 cm Durchmesser unter einem Druck von 1,5 kg/qcm nach 30 Tagen noch wasserundurchlässig war. Ferner ging die Wasseraufnahmefähigkeit stetig zurück, was bei manchen Handelserzeugnissen nicht der Fall ist. Die Versuche zeigten jedoch an vergleichenden Festigkeitsproben, daß ein Zusatz von Seife eine sehr erhebliche Verminderung der Festigkeit hervorruft, die, wie auch andere Versuche lehren, oft 50% übersteigt.

Nach dem Genannten wäre noch zu zeigen, wie sich verschiedene Anstrichmittel verhalten, wenn man die gewöhnliche Handelsware nicht in den Bereich der Betrachtungen zieht. In Amerika ist in früheren Jahren vielfach das sogenannte Sylvestersche Verfahren angewandt worden, welches darin besteht, daß dem Beton beim Mischen Alaun und Seifenlauge zugesetzt werden, oder daß die bereits ausgetrocknete Fläche des erhärteten Betons mit heißen Lösungen von Alaun und Seifenlauge mehrere Male abwechselnd gestrichen wird.

Burchartz berichtet über Versuche des Materialprüfungsamtes in Gr.-Lichterfelde aus dem Jahre 1905 und 1906 in der Zeitschrift „Beton und Eisen" 1911, die den Einfluß von Alaun und Seife auf das Abbinden, auf die Festigkeit und Wasserdichtigkeit feststellen sollten. Diese Versuche ergeben das folgende, auch in anderer Hinsicht wichtige Resultat: Der Zusatz von Alaun und Seifenlösung ver-

Digitized by Google

kürzt die Abbindezeit. Wenn die beiden Stoffe gleichzeitig zugesetzt werden, ist der Einfluß um so größer, je stärker die Seifenlösung ist. Als Beispiel führt Burchartz an, daß durch Zusatz von 10 g Seife auf 1 l Wasser bei einem langsam bindenden Zement die Abbindezeit von $5^1/_2$ Stunden auf 30 Minuten zurückging. Die Abbindezeit sank auf 10 Minuten bei einem Zusatz von 20 g Seife.

Bei einem anderen Zement, der erst nach 7 Stunden abzubinden begann, wurde diese Zeit auf 2—10 Minuten abgekürzt durch einen Zusatz von Alaun und Seife. Der Zusatz von Alaun und Seife zu Mörtel verminderte erheblich die Festigkeit, und zwar die Druckfestigkeit mehr als die Zugfestigkeit. Der Rückgang der Festigkeit betrug fast 50 v. H. Die Wasserdichtigkeit ist allerdings gleichzeitig erhöht worden. Ebenso wurde die Wasseraufnahmefähigkeit verringert.

Diese Versuche werden durch die schon früher angeführten der Firma Wayss & Freytag auch bestätigt.

Von den in Deutschland vorkommenden Handelswaren, welche als Zusatzstoffe für wasserdichten Beton verwendet werden, sind zu nennen: Aquabar, Biber, Zeresit Antiaqua u. a.

Von den Anstrichmitteln ist zu erwähnen: Inertol u. a.

Nach den angeführten Versuchsergebnissen wird man bei Verwendung von Zusatz- oder Anstrichmitteln zur Herstellung eines wasserdichten Betons sich vorerst über ihre chemische Zusammensetzung Klarheit verschaffen, um nicht unliebsame Überraschungen zu erleben.

Schließlich soll von einer anderen Möglichkeit, wasserdichten Beton herzustellen, gesprochen werden, welche die natürlichste ist, weil sie keine künstlichen Mittel irgendwelcher Art anwendet. Es ist dies ein Zusatz von Kalk und Traß. Darüber berichtet Burchartz in den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Gr.-Lichterfelde 1913. Gleichzeitig wurden Parallelversuche mit bitumenartigen Anstrichen und Zusatzmitteln wie Alaun, Kaliseife und anderen im Handel vorkommenden Mitteln gemacht, bei welchen die Zusammensetzung nicht angegeben wurde. Hierbei zeigte sich, daß die meisten Zusatzmittel ebenso wie die Anstriche die Festigkeit des Betons bedeutend herabsetzten.

Die zweite Gruppe von Versuchen umfaßte Beton aus folgenden Mischungen: 1 Teil Zement: 2 Teile Sand; 1 Teil Zement: 3 Teile Kiessand; 1 Teil Zement: $2^1/_2$ Teile Sand; 4 Teile Kies.

Diese Mischungen wurden auch mit einem Zusatz von $^1/_4$ Raumteil Traß geprüft. Als Anmachwasser wurden verwendet: Leitungswasser, Kalkwasser und Seifenlösung, welche durch Zusatz von 20 g Schmierseife auf 1 l Wasser erhalten wurde.

Seifenlösungen machen Mörtel und Beton wasserdicht, verringern aber die Festigkeit. Dieser schädliche Einfluß wird aber durch Zusatz von Traß mehr oder minder aufgehoben.

Digitized by Google

Kalkwasser hat weder auf die Festigkeit noch auf die Wasserdichtigkeit einen erheblichen Einfluß, begünstigt aber die Erhärtung der Traßmischungen.

Durch einen Zusatz von Traß wird die Erhärtung verlangsamt; bei Anwesenheit von Kalkwasser wird diese Wirkung verringert. Ein Zusatz von Traß erhöht jedoch die Wasserdichtigkeit.

8. Elastizität und Festigkeit.

Die Ungleichmäßigkeit des Materials und die mannigfachen Einflüsse spiegeln sich bei Beton am besten in den Elastizitäts- und Festigkeitszahlen wieder. Man kann sagen, daß es kaum Betonmischungen gibt, welche sich in dieser Hinsicht vollkommen gleich verhalten, und deshalb darf man auch die Angaben für die Festigkeiten und Elastizitätsmoduli von Beton niemals als feste Zahlen auffassen. Man kann diese nur für bestimmte Mischungsverhältnisse innerhalb gewisser Grenzwerte angeben.

Welches sind nun die Einflüsse, die sich bemerkbar machen? Nach dem bisher Gesagten ist zu erwarten, daß sowohl die Festigkeit als auch die Elastizität von Beton von folgenden Einflüssen abhängig sind:

Bei den Bindemitteln ist die Feinheit der Mahlung und die Abbindezeit von Einfluß. Je feiner die Mahlung ist, desto größer wird die Festigkeit. Langsam bindende Zemente haben größere Festigkeit als rasch bindende.

Bei den Zuschlagstoffen ist die Herkunft, die Zusammensetzung und die Eigenfestigkeit, ferner die Korngröße und der Wassergehalt bestimmend.

Der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit ist außerordentlich groß. Nicht nur seine Beschaffenheit und seine chemische Zusammensetzung, sondern auch ganz besonders die Menge des Anmachwassers ist maßgebend. Bemerkenswert ist, daß auch dessen Temperatur die Festigkeit beeinflußt. Verwendet man heißes Anmachwasser, so wird die Festigkeit verringert, weil das Abbinden dadurch beschleunigt wird.

Bei den Mischungen hängen Elastizität und Festigkeit davon ab, ob von Hand oder mit Maschinen gemischt wird, von den Mischungsverhältnissen, vom Klima, der Jahreszeit und

von Wärme und Kälte,

von der Erhärtung an der Luft oder im Wasser;

schließlich von den Prüfungsmethoden und der Form der Probekörper.

Dies sind die wichtigsten Faktoren, die nicht nur die Festigkeit, sondern auch die Elastizität von Beton im höchsten Grade beeinflussen, mit dem Unterschiede, daß je nach den Verhältnissen die Wirkung eines dieser Einflüsse besonders stark hervortreten kann.

Digitized by Google

Ermittlung von Zug- und Druckelastizitätszahlen.

Im Gegensatz zu homogenem Material wie z. B. Flußeisen, muß man bei Beton streng zwischen dem Elastizitätsmodul für Zug und Druck unterscheiden. Diese weichen voneinander manchmal sehr erheblich ab je nach der Mischung und je nach dem Wasserzusatz. Beide sind veränderlich; sie nehmen mit wachsender Spannung ab. Bezeichnet man mit E_{bd} den Elastizitätsmodul für Beton auf Druck und E_{bz} den Elastizitätsmodul für Beton auf Zug oder nach Bach ihre reziproken Werte die Dehnungskoeffizienten mit α_{bd} und α_{bz}, so kann man auf Grund zahlreicher Versuche die Beziehung zwischen Spannung und Längenänderung für Beton allgemein durch folgende Gleichung ausdrücken:

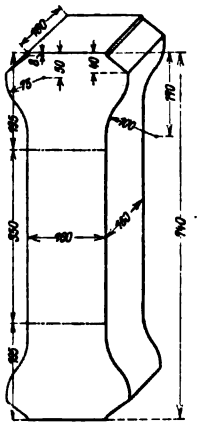


Fig. 5a. Probekörper für Zugelastizitätsmessungen bei Beton.

$$\varepsilon = \alpha\, \sigma^m = \frac{\sigma^m}{E}, \qquad \text{wenn } \alpha = \frac{1}{E}.$$

Hierbei bezeichnet σ die Spannung und ε die dazugehörige Längenänderung pro Längeneinheit. Man ersieht aus dieser Gleichung, daß zwischen Spannung und Längenänderung keine Proportionalität besteht, wie dies z. B. bei Flußeisen der Fall ist. Sie folgt vielmehr dem bekannten Potenzgesetz. Bach und sein damaliger Assistent Schüle (Breslau) haben durch eine große Zahl von Versuchen den Exponenten m bestimmt, und danach wird das Gesetz auch vielfach Bach-Schülesches Potenzgesetz bezeichnet; m ist hierbei zwischen 1,11 und 1,16 ermittelt worden. Für eine Mischung von

1 Teil Zement, $2^1/_2$ Teilen Sand und 5 Teilen Kies ist m mit 1,14 und E mit 298 000 kg/qcm, und für eine Mischung

1 Teil Zement und $1^1/_2$ Teile Sand ist m mit 1,11 ermittelt worden und E mit 356 000 kg/qcm.

Diese Werte gelten für Stampfbeton; bei plastischem Beton dürften sie sich ändern, wenn auch das Potenzgesetz die Gültigkeit behält.

Das Verhältnis zwischen Längenänderung und Queränderung (Querdehnung oder Zusammenziehung), die sogenannte Poissonsche Konstante, welche z. B. für Schmiedeeisen und Stahl $^{10}/_3$ beträgt, ist bei Beton veränderlich und schwankt nach den Ergebnissen neuerer Versuche je nach der Spannung.

Zur Ermittlung der Elastizitätszahlen für Zug und Druck dienen Elastizitätsmessungen an prismatischen oder zylindrischen Körpern oder an Probekörpern von den Abmessungen in Fig. 5a. Letztere sind besonders für Zugelastizitätsversuche geeignet.

Zur Ermittlung der Längenänderungen werden entweder Bau-

Digitized by Google

schingersche oder Martenssche Spiegelapparate oder die Bachschen Feinmeßapparate verwendet. (Diese Feinmeßapparate sind sehr eingehend in verschiedenen Handbüchern des Materialprüfungswesens beschrieben, z. B. Wawrziniok, Hinrichsen u. a.)

In Fig. 5b ist ein Versuch an der Dresdener Materialprüfungsanstalt abgebildet, bei welchen eine Druckelastizitätsmessung mit Hilfe von Martensschen Spiegelapparaten durchgeführt wird. Diese Versuche werden derart ausgeführt, daß jede Belastung so oft wiederholt wird, bis die gesamten und die bleibenden Längenänderungen sich nicht mehr ändern. Die gemessenen gesamten Längenänderungen sowohl, als auch die beim Zurückgehen auf die Ausgangsbelastung bleibenden Längenänderungen werden zeichnerisch aufgetragen, wie dies in Fig. 6, 7 und 7a geschehen ist. In Fig. 6 sind Ergebnisse von Zugelastizitätsmessungen an Betonzylindern mit drei verschiedenen Wasserzusätzen, 10,1 %, 9% und 7,9% aufgetragen als Mittelwerte aus mehreren Versuchen. Man ersieht daraus den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Dehnungen. Bei dem größten Wasserzusatz von 10,1 v. H., welcher einem plastischen Beton entspricht, findet man die größten Dehnungen und daher auch den kleinsten Elastizitätsmodul, was auch aus den beistehenden Zusammenstellungen 1 bis 3 ersichtlich ist.

Fig. 5 b. Ermittlung der Elastizitätszahlen für Zug und Druck bei Beton.

Digitized by Google

1. Zug-Elastizitätsmessungen an Beton.

Beton 1 : 2 : 4. Wasserzusatz 10,1%. Meßlänge $l = 15$ cm.

σ_{bz} in kg/qcm	Verlängerungen Δl in $^1/_{100000}$ cm: gesamt	bleibend	elastisch	$\frac{\Delta l \text{ bleibend}}{\Delta l \text{ gesamt}}$ in %	$\Delta\sigma_{bz}$ in kg/qcm	$\Delta(\Delta l)$ (elastisch) in $^1/_{100000}$ cm	E_{bz} in kg/qcm
0	—	—	—	—	0,5	2,75	272000
0,5	3,25	0,5	2,75	15,4	0,5	2,85	263000
1	6,6	1,0	5,6	15,2	1	5,9	254000
2	13,2	1,7	11,5	12,9	1	5,9	254000
3	19,8	2,4	17,4	12,1	1	5,9	254000
4	26,5	3,2	23,3	12,1	1	6,1	246000
5	33,4	4,0	29,4	12,0	1	6,2	242000
6	40,3	4,7	35.6	11,7	1	6,3	238000
7	47,4	5,5	41,9	11,6	1	6,4	234000
8	54,5	6,2	48,3	11,4	1	—	—

2. Zug-Elastizitätsmessungen an Beton.

Dieselbe Mischung; Wasserzusatz 9,1%. Meßlänge $l = 15$ cm.

σ_{bz} in kg/qcm	Verlängerungen Δl in $^1/_{100000}$ cm: gesamt	bleibend	elastisch	$\Delta\sigma_{bz}$ in kg/qcm	$\Delta(\Delta l)$ (elastisch) in $^1/_{100000}$ cm	E_{bz} in kg/qcm
0	—	—	—	0,5	2,4	312000
0,5	2,4	0	2,4	0,5	2,4	312000
1	4,8	0	4,8	1	4,8	312000
2	9,6	0	9,6	1	4,9	306000
3	14,5	0	14,5	1	4,9	306000
4	19,4	0	19,4	1	4,0	300000
5	24,4	0	24,4	1	5,0	300000
6	29,4	0	29,4	1	5,0	300000
7	34,4	0	34,4	1	5,0	300000
8	39,4	0	39,4	1	—	294000

3. Zug-Elastizitätsmessungen an Betonzylindern.

Mischung wie vorher; Wasserzusatz 7,9%. Meßlänge $l = 15$ cm.

σ_{bz} in kg/qcm	Verlängerungen Δl in $^1/_{100000}$ cm: gesamt	bleibend	elastisch	$\frac{\Delta l \text{ bleibend}}{\Delta l \text{ gesamt}}$ in %	$\Delta\sigma_{bz}$ in kg/qcm	$\Delta(\Delta l)$ (elastisch) in $^1/_{100000}$ cm	E_{bz} in kg/qcm
0	—	—	—	—	0,5	2,0	375000
0,5	2,5	0,5	2,0	20	0,5	2,3	326000
1	5,2	0,9	4,3	17,3	1	4,7	319000
2	10,7	1,7	9,0	15,9	1	4,7	319000
3	16,2	2,5	13,7	15,4	1	4,7	319000
4	22,0	3,6	18,4	16,4	1	4,7	319000
5	28,0	4,9	23,1	17,5	1	4,7	319000
6	33,8	6,0	27,8	17,7	1	4.7	319000
7	39,8	7.3	32,5	18,3	1	4,8	313000
8	45,8	8,5	37,3	18,6	1	—	—

Digitized by Google

Betrachtet man die Linien in Fig. 6, so wird man finden, daß sie nicht viel von der geraden Linie abweichen, was aber nicht zu verwundern ist, da die einzelnen Laststufen sehr klein sind und die größte Spannung nur 9 kg/qcm beträgt.

Fig. 7a zeigt die Darstellung von Druckelastizitätsmessungen an Betonprismen von 12 · 12 · 36 cm als Mittel aus 5 Versuchen. Der Beton ist der gleiche wie vorher; eine Mischung von 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Kalksteinschotter mit einem größten Korndurchmesser von etwa $2^1/_2$ cm.

Die Ergebnisse der Elastizitätsmessungen für Druck sind in beistehender Zusammenstellung 4 eingetragen. Hierzu ist zu bemerken,

4. Druck-Elastizitätsmessungen an Betonprismen.

12 × 12 × 36 cm. Beton 1 : 2 : 4. Wasserzusatz 10,1%. Meßlänge = 19 cm.

σ_{bd} in kg/qcm	Verkürzungen Δl in $^1/_{100000}$ cm gesamt	bleibend	elastisch	$\frac{\Delta l \text{ bleibend}}{\Delta l \text{ gesamt}}$ in %	$\Delta\sigma_{bd}$ in kg qcm	$\Delta(\Delta l)$ (elastisch) in $^1/_{10000}$ cm	E_{bd} in kg qcm
0	—	—	—	—	5	4,3	221000
5	4,8	0,5	4,3	10,4	5	4,3	221000
10	9,6	1,0	8,6	10,4	10	9,0	211000
20	20,1	2,5	17,6	12,4	10	9,3	204000
30	31,1	4,2	26,9	13,5	10	9,8	194000
40	43,0	6,3	36,7	14,6	10	9,8	194000
50	55,3	8,8	46,5	15,9	10	10,5	181000
60	67,9	10,9	57,0	16.1	10	10,6	179000
70	80,5	12,9	67,6	16,1	10	11,2	170000
80	94,3	15,5	78,8	16,4	10	11,9	160000
90	108,5	17,8	90,7	16,5	10	13,0	146000
100	124,8	21,1	103,7	17,0	10	13,0	146000
110	141,4	24,3	116,7	17,5	10	13,8	138000
120	159,8	29,3	130,5	18,3	—	—	—

daß die Differenz aus den gesamten und bleibenden Längenänderungen, die man als elastisch bezeichnet, der Ermittlung der Elastizitätszahlen zugrunde gelegt wurden. Innerhalb der kleinen Spannungsunterschiede zwischen je 2 Belastungsstufen kann man die Gültigkeit des Hookschen Gesetzes:

$$\varepsilon = \alpha\,\sigma\,; \quad \text{da } \alpha = \frac{1}{E}$$

und daraus wird

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

ermittelt. Diese Messungen für Zug- und Druckelastizität sind vom Materialprüfungsamt in Gr.-Lichterfelde ausgeführt worden und ein-

Digitized by Google

gehend in meiner bereits genannten Arbeit[1]) beschrieben. Es sind typische Beispiele für eine bestimmte Betonmischung und einen bestimmten Wasserzusatz.

In Fig. 7b ist ein weiteres Beispiel für die Druckelastizitätsmessungen an einem Betonkörper nach Fig. 5a mit einem Beton von der Mischung

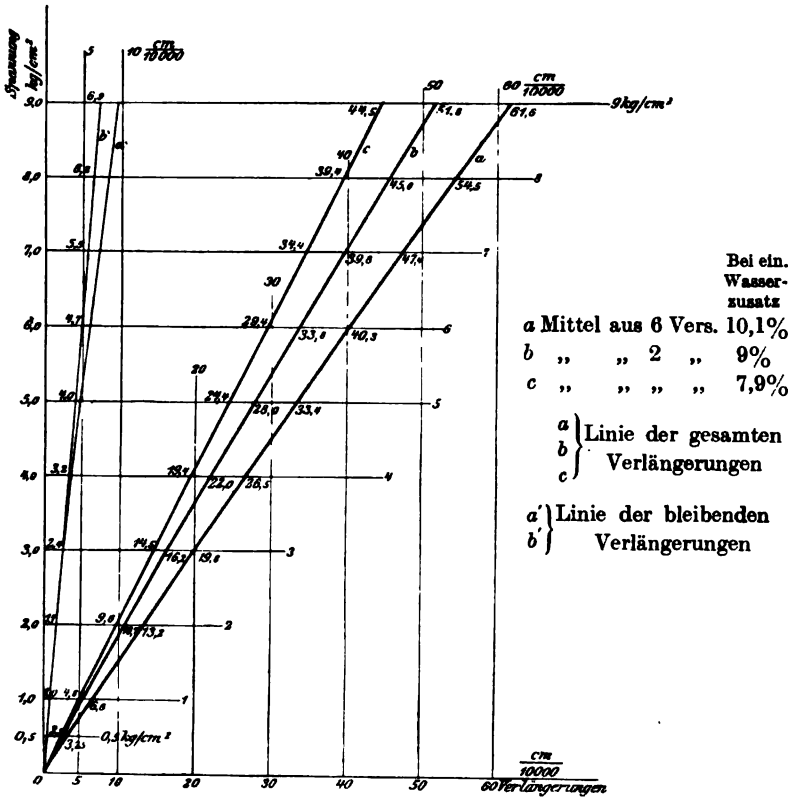


Fig. 6. Ergebnisse von Zugelastizitätsmessungen an Betonzylindern. Mischung 1:2:4; Meßlänge 15 cm, Alter 70 Tage.

1 Raumteil Zement und 5 Raumteilen Kiessand und Syenitfeinschlag im Mittel aus 6 Versuchen. E_{bd} wurde hier für eine Spannung von

$$\sigma_{bd} = 10 \text{ kg/qcm mit } E_{bd} = 286\,000 \text{ kg/qcm}$$

ermittelt und für

$$\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/qcm mit } E_{bd} = 272\,000 \text{ kg/qcm}$$
$$\sigma_{bd} = 70 \text{ „ „ } E_{bd} = 263\,000 \text{ „ usw.}$$
$$\text{für } \sigma_{bd} \; 140 \text{ kg/qcm } E_{bd} = 236\,000 \text{ kg/qcm.}$$

[1]) Siehe Fußnote S. 4.

Digitized by Google

Diese Versuche wurden in Dresden an der Versuchsanstalt ausgeführt.

Man kann aus diesen typischen Beispielen für alle Betonmischungen die allgemein gültigen Gesetze erkennen:

Die Elastizitätsmoduli für Zug und für Druck nehmen mit zunehmender Spannung ab. Sie nehmen um so rascher ab, je größer die Dehnung wird. Je plastischer die Mischung ist, desto gleichmäßiger und elastischer scheint das Material zu sein, wie aus den Zusammenstellungen und aus den Abbildungen hervorgeht.

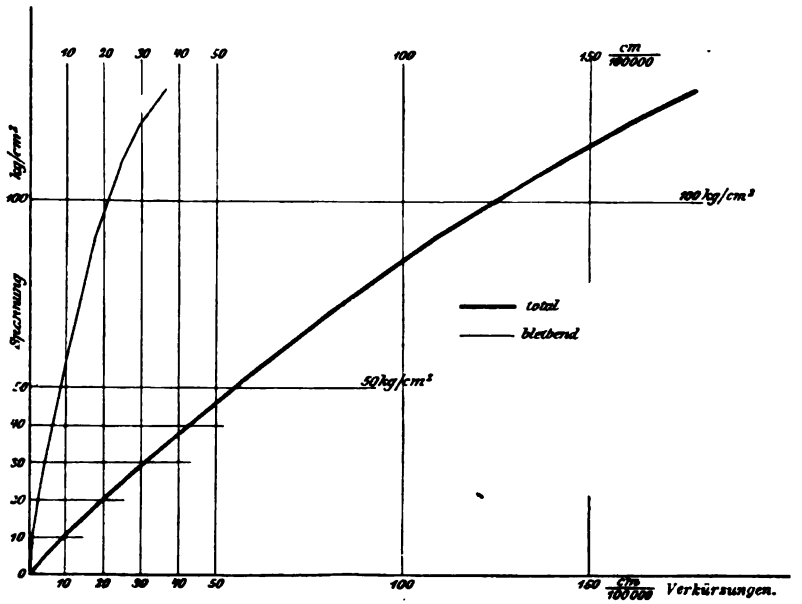


Fig. 7a. Ergebnisse von Druckelastizitätsmessungen.
(Mittel aus 5 Versuchen.) Wasserzusatz 10,1%, sonst wie bei Fig. 6.

Die Elastizitätsmoduli wachsen mit abnehmendem Wasserzusatz.

Die Elastizitätsmoduli sind für dieselbe Spannung verschieden, je nachdem der Beton auf Zug oder Druck beansprucht wird.

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls mit Hilfe von Biegeversuchen wurde im Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, und vom Österreichischen Ausschuß für Eisenbeton an der Versuchsanstalt der Wiener techn. Hochschule durchgeführt. Die erstgenannten wurden an Kies- und Steinschlagbeton von zwei verschiedenen Mischungsverhältnissen durchgeführt. Die Probekörper hatten Querschnitte von 20 × 20, 16 × 30

Digitized by Google

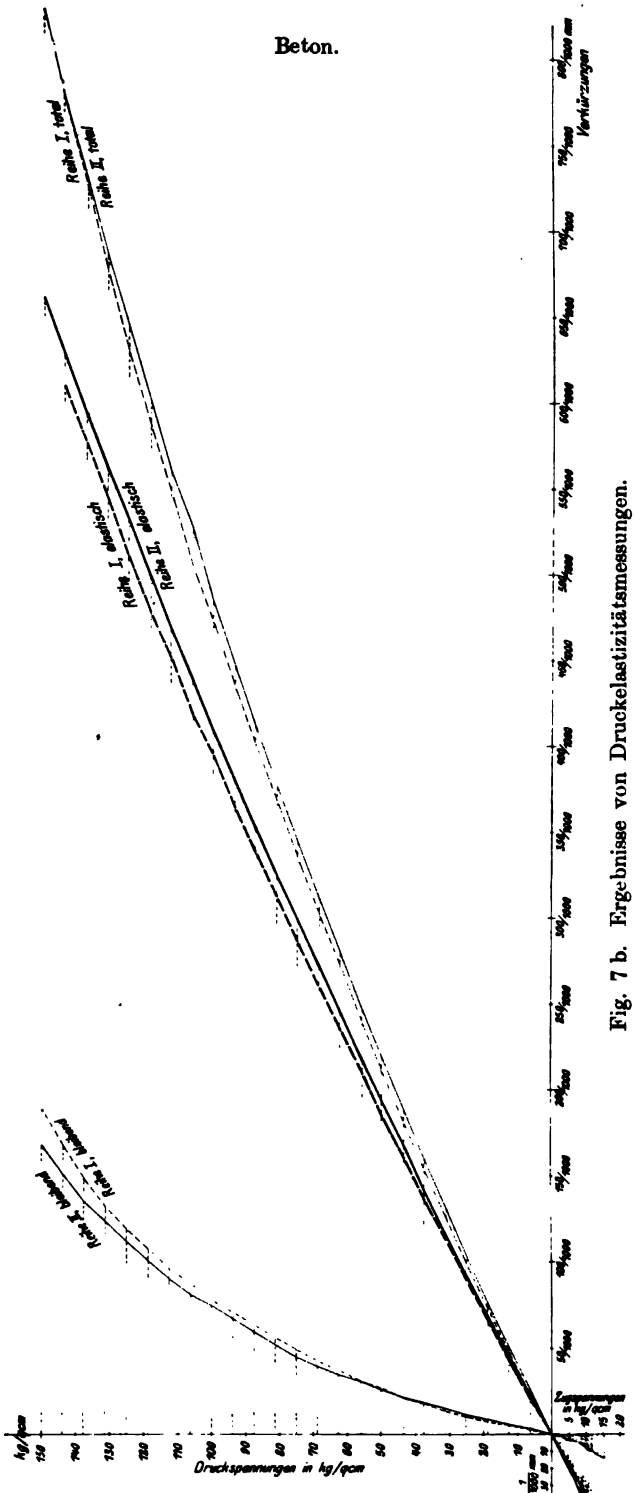


Fig. 7 b. Ergebnisse von Druckelastizitätsmessungen.

Digitized by Google

und 11 × 60 cm, bei einer Spannweite von 1,30 m. Die Probebalken ruhten auf 2 festen Stützen und wurden durch eine Einzellast in der Mitte belastet. Hierbei wurden die gesamten Durchbiegungen gemessen und aus der Gleichung

$$\delta = \frac{1}{48} \frac{P l^3}{E J}$$

wurde der Elastizitätsmodul E bestimmt.

Dieses Verfahren kann aber keine einwandfreien Ergebnisse liefern, wenn man bedenkt, daß die Ermittlung des Trägheitsmomentes J von der Lage der Nullinie abhängig ist, welche sich mit zunehmender Belastung ändert. Man müßte also gleichzeitig mit der Messung der Durchbiegungen auch jedesmal die Lage der Nullinie genau bestimmen, wenn man zu annähernd richtigen Ergebnissen kommen will. Deshalb soll im weiteren Verlauf auf die Elastizitätszahlen, welche auf diesem Wege ermittelt wurde,n nicht weiter eingegangen werden.

Ermittlung der Zug- und Druckfestigkeit von Beton.

Man könnte die Elastizitätsversuche auch zur Ermittlung der Zug- und Druckfestigkeit des Betons benutzen. Es ist dies auch schon wiederholt geschehen; aber besonders die direkten Zugversuche sind wegen der Schwierigkeit bei der Durchführung nicht zu empfehlen.

Versuche von Hanisch und Spitzer (Wien) haben gezeigt, daß die Zugfestigkeit des Betons mit hinreichender Genauigkeit aus Biegeversuchen bestimmt werden kann. Die Biegungszugfestigkeiten sind aus verschiedenen Versuchsergebnissen übereinstimmend annähernd doppelt so groß, als die aus direkten Versuchen ermittelten Zugfestigkeiten des Betons gefunden wurden. Damit ist aber nicht gesagt, daß bei der Biegung sich eine andere Größe für die Zugfestigkeit des Betons ergibt, sondern daß die mit Hilfe der Navierschen Gleichung errechnete Biegungszugfestigkeit beim Bruch eines Betonbalkens verschieden ist von der aus direkten Zugversuchen ermittelten Zugfestigkeit. Die Ursache für diese Verschiedenheit liegt darin, daß die Annahmen, die für die Naviersche Gleichung gemacht werden, für Beton nicht zutreffen. Zu diesen nicht gültigen Annahmen gehören das Ebenbleiben der Querschnitte, und die geradlinige Spannungsverteilung, wie noch später gezeigt werden soll.

Es seien allgemein b und h die Querschnittsabmessungen eines Prismas und l die Spannweite. Ferner sei die Bruchlast (Einzellast in der Mitte) mit P bezeichnet, so ergibt sich folgende Gleichung:

$$M = P \cdot \frac{l}{4} = \frac{b h^2}{6} \cdot \sigma'_{bz}$$

Digitized by Google

und daraus die Biegungszugfestigkeit

$$\sigma'_{bz} = \frac{3\,P\,l}{2\,b\,h^2}$$

und die Zugfestigkeit des Betons σ_{bz} ergibt sich mit

$$\sigma_{bz} \cong \frac{\sigma'_{bz}}{2} \cong \frac{3\,P\,l}{4\,b\,h^2} \qquad (1)$$

Bei den meiner früher genannten Arbeit zugrunde gelegten Versuchen in Gr.-Lichterfelde ist daher ähnlich, wie dies schon früher in Zürich geschehen ist, die Zugfestigkeit des Betons aus Betonprismen mit den Abmessungen $12 \cdot 12 \cdot 36$ cm ermittelt worden.

Nach Einsetzung der Werte ergibt sich bei einer Spannweite von 30 cm

$$\sigma_{bz} \cong \frac{45\,P}{2\,b^3} \qquad (1a)$$

Für eine größere Anzahl von Prismen von derselben Mischung und dem gleichen Wasserzusatz wurden sodann die Bruchlasten P bestimmt und nach Gleichung 1a die Zugfestigkeit des Betons berechnet. Die so gefundenen Werte können nur als Nährungswerte bezeichnet werden, aber sie sind, wie noch später gezeigt wird, für die Berechnung von Beton- und Eisenbetonbauten mit annähernder Genauigkeit sehr gut zu verwenden.

Zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons werden Druckversuche an Betonwürfeln ausgeführt. Bei sonst gleichem Material und den gleichen Prüfungsbedingungen ist jedoch die Druckfestigkeit von der Größe der Würfel abhängig. Burchartz hat in einem Aufsatz in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1912 gezeigt, in welcher Weise die Würfelfestigkeit von der Größe der Würfel beeinflußt wird. Er fand hierbei folgende Zahlen:

Bei einer Kantenlänge der Würfel von	ergab sich ein Raumgewicht von	und eine Druckfestigkeit von
7,1 cm	2,397 g/ccm	475 kg/qcm
10 „	2,411 „	460 „
20 „	2,403 „	422 „
25 „	2,370 „	373 „
30 „	2,372 „	375 „

Wir ersehen aus dieser Zusammenstellung, daß die Würfelfestigkeit um so größer wird, je kleiner die Kantenlänge der Würfel ist.

Ferner ist, was nach dem früher Gesagten als selbstverständlich anzusehen ist, die Druckfestigkeit auch von dem Raumgewicht abhängig. Dem größeren Raumgewichte entsprechen die größeren Druckfestigkeiten. Letzteres hängt damit zusammen, daß das Stampfen in einer kleinen Form wirkungsvoller ist als in größeren Formen. Die

Digitized by Google

Hohlräume werden bei der Stampfarbeit in kleineren Formen vermindert, und damit hängt nicht nur das größere Raumgewicht, sondern auch die größere Druckfestigkeit zusammen.

Will man daher für Würfelfestigkeiten verschiedener Betonmischungen Vergleichswerte erhalten — ob es sich um gestampften oder plastischen Beton handelt, kommt hier nicht in Frage —, so wird man daher in erster Linie dafür sorgen müssen, daß die Formen in derselben Größe und aus demselben Material hergestellt werden. Aus diesem Grunde sind bei der Normenprüfung für Stampfbeton genaue Vorschriften für die Formen aufgenommen worden (s. Anhang II).

Die auf dem angegebenen Wege ermittelten Zahlen für die Druckfestigkeit des Betons sind geeignet, ein klares Bild über die Güte einer Betonmischung innerhalb gewisser Grenzen anzugeben.

Es wurde schon früher darauf hingewiesen, daß alle Angaben über Elastizität und Festigkeit bei Beton nicht als absolute unabänderliche Zahlen anzusehen sind. Da die Druckfestigkeit mehr als die Zugfestigkeit des Betons im Bauwesen eine große Rolle spielt, sollen an der Hand beistehender, von Burchartz aus Versuchen mit Stampfbeton veröffentlichte Zusammenstellung (Zeitschrift Armierter Beton 1911) gezeigt werden, innerhalb welcher Grenzen die Raumgewichte und die Druckfestigkeiten für dieselbe Betonmischung schwanken.

Würfel von 30 cm Kantenlänge; 28 Tage alte Probekörper.

Mischungsverhältnis (Raumteile)	Wasserzusatz	Raumgewicht	Druckfestigkeit	Zementgehalt in 1 cbm gestampftem Beton
	%	g/ccm	kg/qcm	kg
1 : 2	9,5	2,392	333	666
1 : 2,5	9,3	2,369	458	590
1 : 3	6,3 bis 9,0	2,211 bis 2,368	266 bis 396	460 bis 556
im Mittel	7,0	2,340	330	470
1 : 4	5,4 bis 9,0	2,194 bis 2,396	159 bis 391	336 bis 408
im Mittel	6,5	2,320	280	380
1 : 5	5,0 bis 8,0	2,143 bis 2,336	129 bis 305	270 bis 384
im Mittel	6,0	2,300	210	310
1 : 6	5,3 bis 6,2	2,233 bis 2,374	164 bis 365	248 bis 332
im Mittel	5,5	2,250	170	270
1 : 8	4,8 bis 5,4	2,179 bis 2,312	107 bis 256	200 bis 223
im Mittel	5,2	2,230	150	210

Hierzu ist zu bemerken, daß die Versuchskörper von geübten Arbeitern genau nach den Normen für Stampfbeton hergestellt wurden, daß nur Versuche mit den gleichen Zuschlagstoffen (Kies) zum Vergleich herangezogen sind.

Man ersieht aus der Zusammenstellung allgemein die Gültigkeit des Gesetzes, daß die Druckfestigkeit um so kleiner wird, je magerer die Mischung ist. Man ersieht aber auch gleichzeitig,

Digitized by Google

wie weit die Grenzen sind, innerhalb welcher die Druckfestigkeit bei demselben Mischungsverhältnis schwankt. Deshalb sei hier nochmals darauf hingewiesen, daß die Angabe von festen Zahlen für ein bestimmtes Mischungsverhältnis ganz allgemein sowohl für Stampfbeton als auch für plastischen Beton nicht zulässig ist, da die Druckfestigkeiten selbst bei der Verwendung derselben Bindemittel und Zuschlagstoffe innerhalb sehr großer Grenzen schwanken.

Die Größe der Elastizitätsmoduli auf Zug und Druck unter verschiedenen Einflüssen.

a) Einfluß der Bindemittel, der Zuschlagstoffe und der Mischungsverhältnisse.

Über den Einfluß der Bindemittel und der Zuschlagstoffe auf die Größe der Elastizitätsmoduli sind verschiedene Versuche ausgeführt worden u. a. von Bach. In neuerer Zeit liegt eine Veröffentlichung von Rudeloff vor über Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, welche in den Jahren 1905 bis 1910 im Materialprüfungsamt in Gr.-Lichterfelde ausgeführt wurden. Für die Herstellung des Betons waren 2 Mischungsverhältnisse, $1 : 2^1/_2 : 5$ und $1 : 4 : 8$, mit verschiedenen Zuschlagmitteln verwendet worden. Der Wasserzusatz war derart, daß erdfeuchter und plastischer Stampfbeton entstand.

Mit Rücksicht darauf, daß je nach dem Bindemittel und je nach dem verwendeten Kies- oder Steinzuschlag sich verschiedene Zahlenwerte ergeben, soll von der Anführung der Zahlen hier abgesehen und nur hervorgehoben werden, daß nicht nur das Bindemittel, sondern auch die Zuschlagstoffe die Elastizitätszahlen für Zug und Druck stark beeinflussen.

Der Einfluß des Mischungsverhältnisses auf die Elastizitätszahlen kommt bei Versuchen von Bach und Mörsch besonders zum Ausdruck. Versuche, die von Mörsch für die Firma Wayss & Freytag in Stuttgart ausgeführt wurden (s. Mörsch, „Eisenbeton"), erstrecken sich auf Mischungen $1 : 3$ und $1 : 4$; und zwar 1 Teil Zement und 3 oder 4 Teile Rheinkies. Das Alter der Versuchskörper betrug 80—90 Tage. Der Wasserzusatz war 8 %. Die Ergebnisse sind nebenstehend zusammengestellt.

Versuche von Bach (Mitteilung über Forschungsarbeiten des Vereins Deutscher Ingenieure Heft 95, 1910) mit Mischungen von 1 Teil Zement, 1,5 Teilen Rheinsand und 2 Teilen Rheinkies, ferner mit Mischungsverhältnissen $1 : 2 : 3$ und $1 : 3 : 4$ ergaben eine ähnliche Abhängigkeit der Elastizitätszahlen von den Spannungen.

Aus den gesamten Versuchen geht hervor, daß der Elastizitätsmodul für Zug und Druck bei fetteren Betonmischungen unter sonst gleichen Verhältnissen größer ist als bei mageren Mischungen.

Digitized by Google

Für die Mischung 1 : 3 ergab sich		Für die Mischung 1 : 4 ergab sich	
bei einer Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm	bei einer Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
61,3	240 000	61,3	211 000
49,0	247 000	49,0	218 000
36,8	257 000	36,7	225 000
30,6	261 000	30,6	230 000
24,5	266 000	24,5	235 000
18,3	273 000	18,3	241 000
15,3	278 000	15,3	247 000
12,2	284 000	12,2	250 000
9,2	287 000	9,2	257 000
6,1	290 000	6,1	265 000
3,0	300 000	3,0	273 000
0	—	0	—
bei einer Zugspannung in kg/qcm	E_{bz}	bei einer Zugspannung in kg/qcm	E_{bz}
1,6	267 000	1,6	266 000
3,1	238 000	3,1	240 000
4,6	230 000	4,6	224 000
6,2	221 000	6,2	200 000
7,7	203 000	7,8	190 000
9,2	196 000		

b) Der Einfluß des Wasserzusatzes, der Herstellungsart und der Lagerung.

Aus den Zusammenstellungen auf S. 50 geht schon deutlich der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Größe der Elastizitätsmoduli hervor. Fig. 8 enthält eine Darstellung der dort besprochenen Versuchsergebnisse. In dem Schaubild sind als Abszissen die Spannungen, als Ordinaten die dazugehörigen Elastizitätsmoduli gezeichnet. Hervorgehoben sind besonders diejenigen Elastizitätsmoduli, welche den bei Eisenbetonbauten gebräuchlichen zulässigen Spannungen entsprechen. Die Darstellung zeigt nicht nur, daß die Elastizitätsmoduli für die zulässigen Spannungen auf Zug und Druck verschieden sind, sondern veranschaulicht den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Größe des Zugelastizitätsmoduls.

Dasselbe wird auch durch die Versuche von Bach an Betonkörpern mit anderen Mischungen bestätigt. Es sind dies Mischungen 1 : 2 : 3 (1 Teil Zement, 2 Teile Rheinsand, 3 Teile Basaltmaschinengeschläge). Lagerung auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt. (Meßlänge 45 cm, Alter 46 Tage.)

Zugspannung in kg/qcm	E_{bz} bei 10% Wasser kg/qcm	E_{bz} bei 12,1 % Wasser kg/qcm
2,5	400 000	400 000
4,9	365 000	360 000
7,4	354 000	345 000
9,8	346 300	334 800
12,3	337 100	330 200

Digitized by Google

Mischung 1 : 2,5 : 5 (Mischung in Gewichtsteilen, und zwar: 1 Teil Zement, 2,5 Teile Sand, 1,75 Teile Feinkies und 3,5 Teile Handschlagschotter. Maschinenbeton, Alter 100—129 Tage, Meßlänge 75 cm.)

Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} bei 4,2% Wasser kg/qcm	E_{bd} bei 5,7% Wasser kg/qcm
40,19	398 800	401 900
32,18	405 600	409 100
24,18	414 500	415 500
16,17	424 100	423 600
8,16	447 600	438 800

Mischung 1 : 4 : 8 (1 Teil Zement, 4 Teile Sand, 2,8 Teile Feinkies, 5,6 Teile Grobkies). Meßlänge 75 cm an einem Zylinder von 1,0 m Länge und 25 cm Durchmesser. Maschinenbeton, Alter 100—129 Tage.

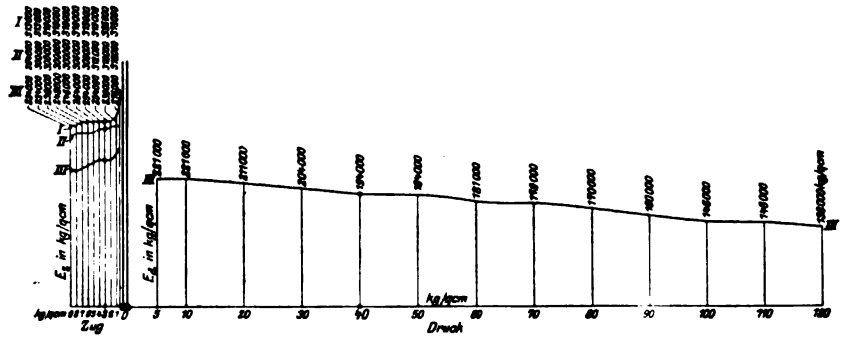


Fig. 8. Beziehungen zwischen Spannungen und Elastizitätszahlen.

Wasserzusatz 3,7%: Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm	Wasserzusatz 5,7%: Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
32,36	338 000	33,23	298 700
24,31	347 800	24,96	312 000
16,26	358 400	16,69	322 500
8,21	390 200	8,42	340 800

Mischung 1 : 2,5 : 5 (1 Teil Zement, 2,5 Teile Sand, 2,25 Teile Feinkies, 3,0 Teile Maschinengrobschotter). Betonkörper von Biebrich, Zement von Ebingen. Probekörper wie früher. Alter 109—128 Tage, Maschinenbeton.

Wasserzusatz 3,5%: Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm	Wasserzusatz 4,55%: Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm	Wasserzusatz 5,4%: Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
40,83	401 600	41,36	393 200	40,74	357 400
32,70	407 000	33,12	399 200	32,62	364 800
24,56	413 800	24,88	405 200	24,50	373 900
16,43	425 900	16,64	413 100	16,39	384 600
8,29	457 600	8,40	436 200	8,27	405 900

Digitized by Google

Mischung 1 : 4 : 8 (1 Teil Zement, 4 Teile Sand, 3,6 Teile Feinkies, 4,8 Teile Maschinengrobschotter). Form und Größe der Probekörper wie früher. Alter 109—128 Tage.

Wasserzusatz 3,3%:		Wasserzusatz 4,6%:	
Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm	Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
33,28	387 200	33,06	361 000
25,00	396 000	24,84	369 300
16,72	406 800	16,61	379 000
8,44	435 300	8,38	398 100

Wasserzusatz 5,2%:

Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
32,77	300 200
24,62	316 200
16,46	325 300
8,31	339 800

Der Einfluß des Wasserzusatzes ist derart, daß der Elastizitätsmodul bei wachsendem Wasserzusatz abnimmt.

Andere Versuche von Bach mit der bereits angegebenen Mischung 1 : 2,5 : 5 (Zement, Sand und Kies) im Alter von 100—129 Tagen und einem Wasserzusatz von 4% geben den Einfluß von Maschinen- und Handmischung an.

Maschinenbeton:		Handbeton: Mischung, Wasserzusatz, Probekörper wie vorher	
Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm	Druckspannung in kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
39,88	310 400	40,41	283 500
31,93	316 400	32,36	288 300
23,99	326 500	24,31	296 000
16,04	339 600	16,26	312 300
8,10	368 500	8,21	337 200

Daraus geht hervor, daß der mit Maschine hergestellte Beton einen höheren Elastizitätsmodul hat, wie der von Hand gemischte Beton.

Auch die Lagerung beeinflußt die Größe der Elastizitätszahlen. Darüber veröffentlicht Bach in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1910 die Versuchsergebnisse an nahezu 2 Jahre alten Betonkörpern mit einer Mischung von 1 Teil Zement zu 4 Raumteilen Rheinsand und Rheinkies. Der Wasserzusatz betrug 7,9%. Die 1 m hohen zylindrischen Probekörper von 25 cm Durchmesser wurden am 4. Tage entformt und mit nassen Säcken bedeckt. Ein Teil wurde unter Wasser aufbewahrt. Die anderen Probekörper wurden an der Luft gelagert, wo sie in den

Digitized by Google

ersten 10 Tagen nach jedem zweiten Tag angefeuchtet wurden. Hierbei ergaben sich folgende Elastizitätszahlen:

a) trocken gelagerte Körper:

Druckspannung kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
0,1—20,5	290 000
0,1—41,1	286 700
0,1—61,6	272 400
0,1—82,1	261 700
0,1—20,4	280 200
0,1—40,7	275 400
0,1—61,1	259 700
0,1—81,5	250 300

b) im Wasser gelagerte Körper:

Druckspannung kg/qcm	E_{bd} kg/qcm
0,2—20,7	361 100
0,2—41,4	349 200
0,2—62,1	331 800
0,2—82,8	318 100
0,1—20,5	343 800
0,1—41,1	331 200
0,1—61,6	317 700
0,1—82,1	303 700

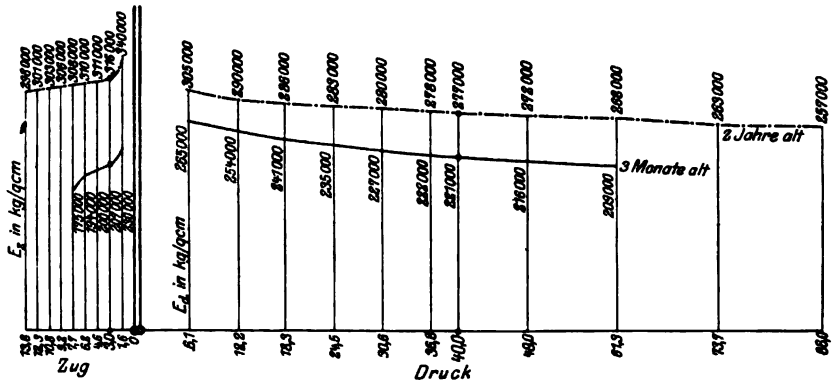


Fig. 9. Einfluß des Alters auf die Größe der Elastizitätszahlen für Beton.

Die Versuche zeigen, daß die Elastizitätsmoduli für die in Wasser gelagerten Körper größer sind als bei trockener Lagerung.

c) Einfluß des Alters. Besonders wichtig ist der Einfluß des Alters auf die Elastizitätszahlen. Versuche von Mörsch mit denselben Betonmischungen wie vorher und dem gleichen Wasserzusatz ergeben folende Zahlen:

Druckspannung in kg/qcm	3 Monate alt E_{bd} kg qcm	2 Jahre alt E_{bd} kg/qcm
86,0	—	257 000
73,7	—	263 000
61,3	209 000	268 000
49,0	216 000	272 000
36,8	222 000	278 000
30,6	227 000	280 000
24,5	235 000	283 000
18,3	241 000	286 000
12,2	254 000	290 000
6,1	265 000	305 000

Digitized by Google

Zugspannung in kg/qcm	3 Monate alt E_{bz} kg/qcm	2 Jahre alt E_{bz} kg/qcm
1,6	230 000	340 000
3,1	207 000	316 000
4,6	200 000	311 000
6,2	194 000	310 000
7,7	175 000	308 000
9,2	—	303 000
10,8	—	303 000
12,3	—	301 000
13,8	—	298 000

In Fig. 9 ist ähnlich, wie dies in Fig. 8 geschehen ist, das aus diesen Versuchen abgeleitete Schaubild dargestellt; man ersieht daraus, daß der Elastizitätsmodul für Zug und für Druck um so größer wird, je älter der Beton ist. Dieses Ergebnis wird auch durch die von Rudeloff veröffentlichten Versuche mit Stampfbeton für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton bestätigt.

d) Einfluß der Belastung und des Spannungswechsels bei der Versuchsausführung. Die Versuche von Rudeloff mit erdfeuchtem Kiesbeton mit den Mischungen 1 : 2,5 : 5 und 1 : 4 : 8 mit verschiedenen Sandzusätzen dienten zur Ermittlung des Einflusses der wiederholten Entlastungen und des Einflusses von Zug- und Druckwechsel. Die zuletzt genannten Versuche wurden derart ausgeführt, daß bei einer Anzahl von Probekörpern zuerst mit der Druckbeanspruchung und bei einer anderen Gruppe von Probekörpern mit Zug begonnen wurde. Nach jeder Laststufe wurde mit der Beanspruchung gewechselt.

Hierbei ergab sich z. B. für die erdfeuchte Kiesbetonmischung in einem Alter von 28 Tagen bei einer Druckspannung von 37,5 kg/qcm aus direkten Druckversuchen E_{bd} mit 274 000 kg/qcm, bei Zug- und Druckwechsel E_{bz} = 312000 kg/qcm. Diese Zahlen steigen nach 90 Tagen auf 284 000 bzw. 370 000 kg/qcm. — Für die gleiche Mischung ergab sich bei einer Zugspannung von 3,75 kg/qcm nach 28 Tagen bei direkten Zugversuchen E_{bz} = 319 000 kg/qcm, bei Spannungswechsel 327 000 kg/qcm. Die Zahlen steigen nach 90 Tagen auf 362 000 bzw. auf 377 000 kg/qcm.

Bei anderen Mischungen war das Verhältnis dieser Zahlen umgekehrt, d. h. bei Spannungswechsel waren die Elastizitätsmoduli kleiner als bei einfacher Zug- oder Druckbeanspruchung. Eine große Gesetzmäßigkeit ergab sich aus den Versuchen nicht.

Zusammenfassend läßt sich aus diesen Versuchen schließen, daß bei wiederholten Entlastungen die Elastizitätszahlen größer werden als bei stufenweiser Belastung ohne Entlastung.

Der Einfluß des Spannungswechsels ist nicht sehr groß, soweit er aus den Versuchen beobachtet werden konnte. Im allgemeinen waren

Digitized by Google

die Elastizitätszahlen für Druck erheblich größer als bei reinen Druckversuchen. (Mit einer einzigen Ausnahme bei einer fetten Mischung 1 : 2,5 : 5 mit ungewaschenem Isarsand waren die Elastizitätszahlen bei Spannungswechsel geringer als bei reinen Druckversuchen.)

Bei den Zugversuchen mit den fetten Mischungen wurden die Elastizitätszahlen durch den Spannungswechsel zum Teil erniedrigt, zum Teil erhöht. Dagegen verursachte der Spannungswechsel bei den mageren Mischungen, im Gegensatz zu den Druckproben, eine Erniedrigung der Elastizitätszahlen.

Man ersieht aus diesen Ergebnissen, daß die Schlußfolgerungen nicht allgemein gelten können, und daß sie auch im Rahmen der Versuche kaum von besonderem Einfluß sind.

Veränderlichkeit der Zug- und Druckfestigkeit unter verschiedenen Einflüssen.

Jn einem vorhergehenden Abschnitt wurde allgemein der Weg gezeigt, auf welchem man die Zug- und Druckfestigkeit von Beton erhalten kann.

Im folgenden soll eine Anzahl von Grenzwerten für die Festigkeiten angegeben werden, Zahlenwerte, welche nicht als absolute, sondern als Verhältniszahlen aufzufassen sind.

Es sei hier besonders darauf hingewiesen, daß alle diese Zahlen uns nur Aufschluß geben können über die verschiedensten Einflüsse auf die Festigkeit des Betons, also nur solche Werte, welche zur Prüfung der Güte des Materials dienen. Auf keinen Fall dürfen sie, wie dies vielfach fälschlich geschieht, bei der Beurteilung der in einem Bauwerke wirklich auftretenden oder zulässigen Spannungen verwendet werden. Wie dies am zweckmäßigsten geschieht, soll noch in einem späteren Abschnitt besprochen werden.

Gewiß wird es auch Fälle geben, wo man die auf dem Wege der reinen Materialprüfung ermittelten Festigkeitswerte direkt verwenden kann, je nach der Herstellung eines Bauteils und der Art seiner Beanspruchung. Allgemein können uns diese Zahlen aber nur über die Güte des Materials Aufschluß geben.

Bei der Verwendung der aus den Festigkeitsversuchen ermittelten Zahlenwerte ist die größte Vorsicht angebracht. Denn abgesehen von verschiedenen äußeren Einflüssen gibt es schon bei der Versuchsausführung eine Anzahl von Fehlerquellen, welche auf die Größe der Festigkeit von nicht zu unterschätzendem Einfluß sind.

Es ist schon betont worden, daß die durch direkte Zugversuche ermittelten Zugfestigkeiten wegen der Schwierigkeit in der Versuchsausführung nicht ganz einwandfrei sind. Die Zugfestigkeiten, welche

Digitized by Google

aus den Biegeversuchen ermittelt werden, sind, wenn auch neuere Versuche gezeigt haben, daß die Querschnittsabmessungen keinen nennenswerten Einfluß aufweisen, doch nur näherungsweise richtig. Immerhin sind die Unterschiede der Zahlenwerte für die Zugfestigkeit, ob sie nun aus direkten Zug- oder aus Biegeversuchen ermittelt werden, nicht so groß, wie bei der Druckfestigkeit, weil die Zugfestigkeit des Betons selbst im besten Falle nur gering ist.

Größer ist schon die Anzahl der Fehlerquellen und ihr Einfluß auf die Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons.

So haben neuere Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Veröffentlichungen von Rudeloff, Heft 17) den Einfluß eines Spannungswechsels auf die Festigkeit klarzustellen versucht. Es zeigte sich allerdings in einem beschränkten Rahmen von Versuchen, daß die Zugfestigkeit sich durch den Spannungswechsel nicht wesentlich geändert hat; die Druckfestigkeit ist durch den Lastwechsel erheblich gesteigert worden.

Weit wichtiger aber ist die Gestalt der Probekörper, ob Prismen, Zylinder oder Würfel zur Ermittlung der Druckfestigkeit herangezogen werden. Es versteht sich von selbst und ist auch durch Versuche bestätigt worden, daß die Zahlenwerte, die aus Prismen oder Zylindern ermittelt werden, deren Höhe größer ist, als die Breite, kleiner sind, als die aus Würfeln ermittelten Festigkeitswerte. Daß die Kantenlänge der Würfel auf die Würfelfestigkeit von Einfluß ist, ist schon auf S. 56 dargelegt worden. Es zeigte sich dort, daß bei zunehmender Kantenlänge unter sonst gleichen Verhältnissen die Würfelfestigkeit kleiner wird.

Neben diesen Einflüssen machen sich bei der Versuchsausführung noch andere bemerkbar, welche die Druckfestigkeit verändern; nicht nur die Zeitdauer der Mischung, sondern auch die Art der Mischung, ob von Hand oder mit Maschine, die Zahl der Stampffugen, ob man hölzerne oder eiserne Formen verwendet, usw.

Einen nicht unwesentlichen Zusammenhang hat man auch zwischen der Festigkeit und dem Raumgewicht festgestellt (s. S. 57). In sehr auffallender Weise zeigt sich dies an einem Beispiel, welches von Mahir in der Zeitschrift „Armierter Beton", Jahrgang 1912, über Versuche für die Berliner Untergrundbahn veröffentlicht wurde. Es handelte sich um die Auswahl eines geeigneten Zuschlagstoffes, und da ergab sich bei verschiedenen Mischungen und bei Verwendung desselben Zementes und desselben Zuschlagstoffes (Oderkies), daß das Mischungsverhältnis 1 : 8 eine größere Druckfestigkeit ergab, als das Mischungsverhältnis 1 : 7, was im Widerspruch mit allen anderen Versuchsergebnissen steht, da fettere Mischungen größere Festigkeiten aufweisen, als magere Mischungen. Eine nähere Untersuchung jedoch ergab, daß

Digitized by Google

die Mischung 1 : 8, welche wahrscheinlich, wenn auch aus demselben Kies, jedoch eine bessere Zusammensetzung der verschiedenen Korngrößen aufwies, ein Raumgewicht von 2,28, während die Mischung 1 : 7 nur ein Raumgewicht von 2,265 hatte. Dieses eine Beispiel zeigt, daß die Dichte oder, was auf dasselbe hinauskommt, das Raumgewicht des Betons einen nicht unerheblichen Einfluß auf die Festigkeit hat.

Zeigt schon die Art der Versuchsausführung, wie dehnbar die Grenzen der ermittelten Festigkeitszahlen sind, so beweist ein Vergleich der mit verschiedenen Bindemitteln und Zuschlagstoffen hergestellten Betonkörper, wie unberechtigt es ist, für die Festigkeit des Betons, selbst für dieselbe Mischung, auch nur annähernd feste Zahlenwerte anzunehmen. Deshalb begnüge ich mich, darauf hinzuweisen, daß bei demselben Mischungsverhältnis und demselben Wasserzusatz sowohl die Zugfestigkeit als auch die Druckfestigkeit eine veränderliche Größe ist, die sich selbst bei der Verwendung derselben Beimengungen je nach der Korngröße ändern kann. Ja man kann behaupten, daß es außerordentlich schwierig sein wird, selbst bei der Verwendung desselben Materials, Beton herzustellen, dessen absolute Festigkeit unveränderlich ist. Man wird daher bei jedem größeren Bauwerk, das aus Beton oder Eisenbeton hergestellt wird, gut tun, sich von der Güte des Materials durch vorhergehende Festigkeitsproben zu überzeugen.

Im folgenden soll nun die Veränderlichkeit der Festigkeiten durch solche Einflüsse besprochen werden, die weder mit dem Material, noch mit der Art der Versuchsausführung, noch mit dem Mischungsverhältnis etwas zu tun haben.

In erster Linie ist der große Einfluß des Wasserzusatzes zu beachten. Dieser spielt auch eine besondere Rolle bei der Frage, ob man gestampften oder plastischen Beton verwenden soll. Hier soll nun von vornherein bemerkt werden, daß die spezifische Festigkeit des gestampften Betons, vorausgesetzt, daß eine sorgfältige Arbeit vorliegt, immer größer sein muß, wie die Festigkeit eines plastischen Betons.

Der Einfluß des Wasserzusatzes macht sich besonders in den ersten Wochen bemerkbar. Wenn der Beton älter wird, wird der Unterschied in der Festigkeit geringer je nach der Größe des Wasserzusatzes.

Aber selbst bei gestampftem Beton ist der Einfluß der Wassermenge auf die Festigkeit verschieden, je nach der Fettigkeit der Mischung und der Jahreszeit und je nach der Durcharbeitung der Rohstoffe.

Brabandt hat aus Versuchen mit Mörtel und mit Beton (welche im Zentralblatt der Bauverwaltung 1907 veröffentlicht sind) gefunden, daß ein Wasserzusatz von etwa zwischen 15 bis 17% der Raumteile Zement und Sand die größte Festigkeit ergibt. Mit zunehmendem Wasserzusatz nimmt auch die Festigkeit ab. In Fig. 10 ist der Einfluß des

Digitized by Google

Wasserzusatzes und der Temperatur auf die Druckfestigkeit von Beton durch drei Schaulinien auf Grund der Brabandtschen Versuche dargestellt, welche besonders deutlich veranschaulichen, daß die günstigste Wassermenge auch bei Stampfbeton sehr von der Temperatur abhängig ist. Je kälter die Jahreszeit ist, desto geringer ist die notwendige Anmachwassermenge zur Erzielung höherer Festigkeiten. Je wärmer die Jahreszeit ist, desto größer ist auch der nötige Wasserzusatz zur Erreichung der Höchstfestigkeit. Daraus folgt aber, daß bei Verwendung eines nassen Betons, also bei einem größeren Wasserzusatz, die Temperatur und die Jahreszeit keinen solchen Einfluß auf die Festigkeit haben können.

Bedenkt man ferner, daß die prozentuale Zunahme der Festigkeit bei plastischem Beton viel größer ist als bei trockenem, daß die Unterschiede in den Anfangsfestigkeiten, die zugunsten des gestampften

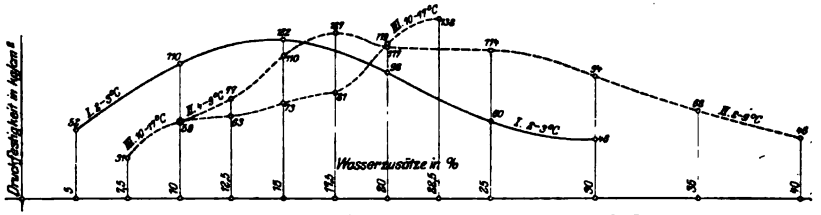


Fig. 10. Einflüsse von verschiedenen Wasserzusätzen und der Temperatur auf die Druckfestigkeit von Beton. Mischung: 1 Z : 2 S : 4 K.

Betons sprechen, im Laufe der Zeit geringer werden und manchmal auch verschwinden, so wird man auch aus diesen Gründen dem plastischen Beton den Vorzug geben. Einige Beispiele von ausgeführten Versuchen mögen das eben Gesagte bekräftigen.

Im Materialsprüfungsamt in Lichterfelde wurden im Jahre 1903 Druckversuche an 30 cm-Würfeln vorgenommen, welche unter Wasser erhärtet waren, und aus einer Mischung von 1 Gewichtsteil Zement zu 5 Gewichtsteilen Kies bestanden, welche folgende Druckfestigkeiten ergaben:

Bei einem Wasserzusatz von 5,7% des Gewichtes ergaben sich als Druckfestigkeiten

nach	7	Tagen	91 kg/qcm
„	28	„	134 „
„	3	Monaten	163 „
„	6	„	185 „

Die gleiche Mischung ergab bei einem Wasserzusatz von 8,5%

nach	7	Tagen	63 kg/qcm
„	28	„	90 „
„	3	Monaten	117 „
„	6	„	121 „

Digitized by Google

Ein Wasserzusatz von 11% ergab

nach	7	Tagen	60 kg/qcm
„	28	„	91 „
„	3	Monaten	132 „
„	6	„	169 „

Diese Zahlen zeigen, daß die Anfangsfestigkeit des Betons mit dem geringsten Wasserzusatz am größten war.

Nimmt man die Festigkeit nach 28 Tagen als maßgebend an, das ist diejenige, welche man allgemein für die Beurteilung der Sicherheit im Bauwerk heranziehen kann, und ermittelt man die Verhältniszahlen unter der Annahme, daß die 28tägige Festigkeit = 100 gesetzt wird, so ergibt sich für den geringsten Wasserzusatz von 7,5 v. H. die prozentuale Zunahme

nach	90	Tagen	22%
„	180	„	38%

Bei dem Wasserzusatz von 8,5% sind diese Zahlen

nach	90	Tagen	30%
„	180	„	35%

Endlich bei dem Wasserzusatz von 11% beträgt die Zunahme

nach	90	Tagen	45%
„	180	„	86%

der Anfangsfestigkeit nach 28 Tagen.

Wenn auch diese Zahlen keine ausgesprochene Gesetzmäßigkeit zeigen, so beweisen sie doch, daß die prozentuale Festigkeitszunahme bei dem größten Wasserzusatz am größten ist. Besonders deutlich zeigt sich dies bei der Festigkeit nach 90 Tagen.

Aber auch andere Versuche zeigen, daß die Festigkeitszunahme um so größer ist, je größer der Wasserzusatz ist. Versuche von Bach aus dem Jahre 1909 (Heft 72—74 der Forscherarbeiten des V. d. I.) mit einer Betonmischung von 1 Raumteil Zement, 2 Raumteilen Rheinsand und 3 Raumteilen Rheinkies mit 9% Wasserzusatz ergaben:

nach	28	Tagen	eine Druckfestigkeit	von	191 kg/qcm
„	45	„	„	„	209 „
„	180	„	„	„	297 „
„	1	Jahr	„	„	329 „

Es beträgt sonach die Festigkeitszunahme

nach	45	Tagen	9%
„	180	„	55%
„	1	Jahr	72%

der Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

Digitized by Google

Andere Versuche von Bach mit einer Mischung von 1 Teil Zement, $2^1/_2$ Teilen Sand und 5 Teilen Schotter zeigten bei einem Wasserzusatz von 5,7 Gewichtsprozenten

nach	28 Tagen	eine	Druckfestigkeit	von	284 kg/qcm
„	5 Monaten	„	„	„	365 „
„	2 Jahren und 8 Monaten	„	„	„	482 „

Dem entspricht

nach	5 Monaten	eine	Zunahme	von	28%
„	2 Jahren und 8 Monaten	„	„	„	59%

der Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

Auch diese Zahlen zeigen ein rasches Anwachsen der Festigkeit plastischer Mischungen.

Dieses Beispiel zeigt auch, daß die prozentuale Festigkeitszunahme bei einem kleineren Wasserzusatz auch viel kleiner ist.

Schließlich soll noch auf Versuchsergebnisse des amerikanischen Forschers Talbot aus den Jahren 1909—1912 hingewiesen werden (veröffentlicht in den Mitteilungen der Universität Urbana, Illinois), welche nicht nur bei der Druckfestigkeit, sondern auch bei der Zugfestigkeit ein rasches Anwachsen mit dem Alter ergeben haben bei der Verwendung von plastischem Beton, wenngleich auch den für die Zugfestigkeit ermittelten Zahlenwerten kein besonderes Gewicht beigelegt werden soll. Der Beton war von einer Mischung 1 : 2 : 4 bzw. 1 : 3 : 6. Hiervon waren 2 Teile sehr scharfer Sand ohne Verunreinigungen mit 28% Hohlräumen und mit einem Gewicht von 1,63 t/cbm, und 4 Raumteile bestanden aus gutem Kalksteinschotter mit durchschnittlich 50% Hohlräumen und einem Gewicht von 1,30 t/cbm.

Druckversuche mit Würfeln von 15,2 cm Kantenlänge und einer Mischung 1 : 3 : 6 (der Beton war für baumäßige Versuche entsprechend der amerikanischen Praxis sehr naß hergestellt) ergaben

nach	59 Tagen	eine	Druckfestigkeit	von	93 kg/qcm
„	63 „	„	„	„	103 „
„	298 „	„	„	„	131 „
„	422 „	„	„	„	179 „
„	638 „	„	„	„	186 „

Dem entspricht eine Zunahme von 11, 41, 93 und 100% der Anfangsfestigkeit nach 59 Tagen.

Die Zugfestigkeit wurde mit Hilfe von Biegeproben an Balken von 91,4 cm Länge und einem Querschnitt von 15,2 × 30 cm Seitenlänge auf die bereits angegebene Weise ermittelt, und es ergab sich für dieselbe Mischung

nach	59 Tagen	15,6	kg/qcm
„	63 „	16,7	„
„	97 „	19,8	„

Digitized by Google

Dem entspricht eine Zunahme von 7% bzw. 20,5% der Anfangsfestigkeit. (Die letzten Zahlen sind nicht ganz zuverlässig.)

Was bei den Talbotschen Versuchsergebnissen besonders in die Augen fällt, ist die Festigkeitszunahme innerhalb weniger Tage und der rasche Zuwachs im Verlaufe der Zeit.

Eine ähnliche Beobachtung wurde auch schon bei den Versuchen in Lichterfelde gemacht (s. Fußnote S. 4). Es zeigte sich dort, daß bei einem ziemlich großen Wasserzusatz (10,1% der trockenen Mischung) die Druckfestigkeit

nach 70 Tagen . . . . . 205 kg/qcm
„ 90 „ . . . . . 252 „

betrug. Die Zunahme beträgt sonach bei einem 70 Tage alten Beton in 20 Tagen 23%.

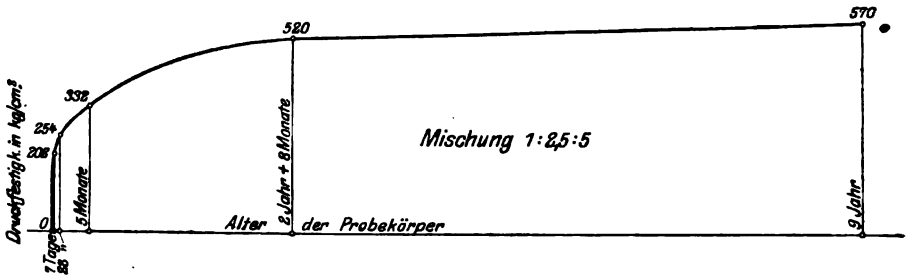


Fig. 11. Zunahme der Druckfestigkeit von Beton mit dem Alter.

Alle diese Versuche zeigen deutlich, daß bei plastischem Beton die Festigkeitszunahme viel größer ist, als bei trockenem Beton. Sie ist um so größer, je nasser der Beton ist.

Der Einfluß des Alters macht sich ganz unabhängig vom Wasserzusatz bei jedem Beton bemerkbar. Am deutlichsten zeigten diesen Einfluß neben anderen ausgeführten Versuchen diejenigen von Bach mit Betonkörpern bis zu einem Höchstalter von 9 Jahren (Fig. 11). Es wurde auch versucht, zwischen der Druckfestigkeit und dem Alter Beziehungen festzustellen, welche beweisen sollen, daß irgendein gesetzmäßiger Zusammenhang zwischen beiden vorhanden ist. Doch sollen diese hier nicht besprochen werden, da nach bereits früher auseinandergesetzten Gründen von einer Gesetzmäßigkeit bei Beton kaum die Rede sein kann. Es genügt aber, die aus allen Untersuchungen unzweifelhaft bewiesene Tatsache festzustellen, daß Beton unabhängig vom Wasserzusatz mit dem Alter an Festigkeit zunimmt. Diese Zunahme ist größer bei naß verarbeiteten Beton.

Für die Praxis des Eisenbetonbaues ist die Frage von großer Bedeutung, wie lange eine Verwendung des Betons nach dem Abbinden

Digitized by Google

noch zulässig ist und welchen Einfluß niedere und höhere Temperaturen auf die Verwendbarkeit von Beton haben.

Versuche nach dieser Richtung gibt es nur mit Mörtel. Wenn auch im allgemeinen eine Übertragung der bei Mörtelkörpern gewonnenen Versuchsergebnisse auf Beton nicht zulässig erscheint, weil die Güte des Betons von dem groben Zuschlagmaterial fast noch mehr abhängig ist, als von dem Mörtel, so kann man in dieser einen Frage auch Mörtelversuche zur Klärung heranziehen, weil die das Abbinden beeinflussenden Bestandteile auch im Mörtel enthalten sind.

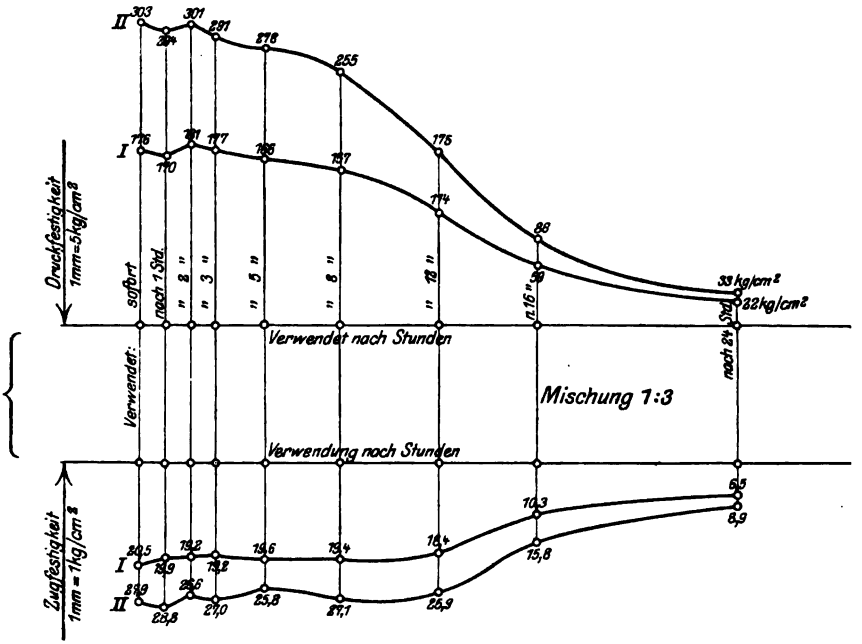


Fig. 12. Festigkeit von Mörtel bei Verwendung zu verschiedenen Zeiten nach der Herstellung.

In Fig. 12 ist eine Darstellung von Versuchen (veröffentlicht 1907, Bericht des V. D. P. C. F.), welche deutlich zeigt, in welcher Weise sowohl die Zug- und Druckfestigkeit des Betons bzw. Mörtels abnimmt, wenn die Materialien nicht gleich nach der Herstellung verarbeitet werden. Man sieht aus dieser Darstellung, daß bei einer ursprünglichen Druckfestigkeit von 303 kg/qcm die Festigkeit bei Verarbeitung nach 12 Stunden um nahezu 50% abnimmt. Wird der Beton erst nach 24 Stunden verarbeitet, so sinkt die Druckfestigkeit auf nur 10% herab.

Auch die Zugfestigkeit nimmt je nach dem Beginn der Verarbeitung ab. Doch ist diese Abnahme nicht so in die Augen fallend, wie

Digitized by Google

bei der Druckfestigkeit. Jedenfalls geht aus diesen Zahlen und aus der Darstellung klar hervor, daß die Verarbeitung des Betons möglichst sofort nach der Herstellung vor sich gehen soll. Bei einer Verarbeitung von 4 bis 5 Stunden nach der Zubereitung ist schon eine Abnahme der Druckfestigkeit um 10% festzustellen.

Die Druckfestigkeit des Betons wird, wie Versuche von Bach in Stuttgart und Burchartz in Lichterfelde gezeigt haben, durch den Transport nicht unwesentlich erhöht. Um den Einfluß des Transportes auf die Festigkeit zu bestimmen, wurde bei den Stuttgarter Versuchen das fertige Gemisch eines plastischen Betons, wie er bei Eisenbeton verwendet wird, in Muldenwagen 7, 40 und 70 m weit gefahren. Hierbei zeigte sich, daß das Wasser sich an der Oberfläche ansammelte. Sodann wurden 30 cm Würfel hergestellt, derart, daß der Beton in horizontalen Schichten entnommen wurde, so daß der erste Würfel aus der obersten wasserhaltigeren Schichte und der letzte Würfel aus dem untersten Teil des Betons entnommen wurde. Bei der Ermittlung der Druckfestigkeit zeigte sich, daß der Beton aus der untersten Schichte eine 70 proz. Erhöhung der Druckfestigkeit ergab, gegenüber dem Beton, der aus der obersten wasserhaltigeren Schichte entnommen wurde. Dieser Unterschied in den Festigkeiten ist durchaus nicht auffallend, weil der Beton vor der Verwendung nicht wieder durchgerührt wurde.

Andere Versuche von Bach (welche wie die obengenannten in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1910 veröffentlicht sind) wurden mit Würfeln, die unmittelbar nach ihrer Herstellung 40 bis 70 m transportiert wurden, ausgeführt. Hierbei ergab der Transport der Würfel eine um 14 bis 24% höhere Druckfestigkeit der nicht transportierten Würfel.

Daß der Transport von Beton die Festigkeit erhöht, ist auch durch Versuche von Burchartz und Magens (Hamburg) gezeigt worden (Beton und Eisen 1911). Von letzterem rührt ein Verfahren her, Mörtel oder Beton an einer Zentralstelle herzustellen, und fertig nach der Verwendungsstelle als sogenannten Transportbeton zu bringen, welches je nach Größe und der örtlichen Lage des Bauplatzes mit Vorteil bereits öfter angewendet wurde. Um das vorzeitige Abbinden des Transportbetons zu verhindern, verwendet Magens langsam bindenden Zement und sorgt auch durch einen Zusatz dafür, daß bei warmem Wetter der Beton beim Transport vor zu raschem Austrocknen geschützt wird.

Die Versuche von Magens sowohl, als auch die eingehenden Versuche von Burchartz mit verschiedenen Betonmischungen haben gezeigt, daß der Transportbeton in der Regel eine höhere Festigkeit aufweist. Zwar hat Burchartz bei seinen Versuchen auch manchmal

Digitized by Google

eine kleine Abnahme in der Festigkeit des Transportbetons zu verzeichnen — er findet den Unterschied der Druckfestigkeit gegenüber gewöhnlichem, nicht transportierten Beton zwischen −7 und +33 v. H. — aber die Mehrzahl der durchgeführten Versuche zeigt eine Zunahme in der Festigkeit des Transportbetons. Selbstverständlich muß dafür Sorge getragen werden, daß der Beton keine Entmischung erleidet.

Aus diesen Versuchen scheint hervorzugehen, daß ein Durchrütteln des Betons auf die Erhärtung einen günstigen Einfluß hat, vorausgesetzt, daß man ein vorzeitiges Abbinden verhindert.

Der Einfluß niederer und höherer Temperaturen auf die Güte des Betons ist außerordentlich groß. Es wurde schon vorher gezeigt, in welcher Weise dieser Einfluß sich auf die Bestimmung der Anmachwassermenge geltend macht. Noch viel größer ist aber dieser Einfluß auf die Güte des Materials.

Die Frage, wie weit die Festigkeit des Betons verändert wird, je nachdem seine Erhärtung durch Frosteinwirkung gehemmt wird, ist in Versuchen von Burchartz, welche in den Mitteilungen des Materialprüfungsamtes in Lichterfelde 1910 veröffentlicht sind, besprochen worden. Besonders sollten diese Versuche darlegen, ob und wieweit es möglich ist, einen Beton im Bauwerk zu belassen, bei dessen Verarbeitung Frost eingetreten ist, da man annahm, daß der Erhärtungsvorgang durch den Frost nicht gehemmt wird, sondern nur ruht, und beim Auftauen wieder fortgesetzt wird.

Bei den Versuchen wurden zwei verschiedene Zemente mit einer Abbindungszeit von $8^1/_2$ und $10^1/_2$ Stunden verwendet. Der Beton wurde in einer Mischung 1 : 5 hergestellt mit einem Kieszusatz von einem größten Korndurchmesser von 2,5 cm. Der Wasserzusatz war bei einer Gruppe von Betonkörpern 6,5% (also erdfeucht), bei einer anderen Gruppe 9% der Trockenmischung; letztere lieferte weichen Beton. Es genüge hier, die Versuchsergebnisse mit dem Zement, der eine Abbindezeit von $8^1/_2$ Stunden hatte, anzuführen.

Art der Verarbeitung	Sofort nach dem Anrühren		Nach 3 Stunden Gefrieren und Auftauen		Nach 24 Stunden Gefrieren und Auftauen		Nach 3 Tagen Gefrieren und Auftauen	
	Druckfestigkeit in kg/qcm nach							
Alter der Proben	7 Tagen	28 Tagen	7 Tagen	28 Tagen	7 Tagen	28 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
Beton 1:5								
erdfeucht . .	254	360	214	318	204	283	24	36
weich . . .	153	238	157	264	157	257	72	144

Man ersieht daraus, daß die Festigkeit des erdfeuchten Betons nach 3 Stunden Gefrieren, wenn auch nur unwesentlich, so doch vermindert

Digitized by Google

wird. Dauert der Frost länger als 24 Stunden, so ist die Festigkeitsabnahme des Betons schon ziemlich auffallend.

Ganz auffallend ist aber der Einfluß des Wasserzusatzes. Während der trocken hergestellte Beton nach 3tägigem Gefrieren nur etwa 14% der Festigkeit des frisch verarbeiteten Betons beträgt, zeigt der naß verarbeitete Beton unter den gleichen Verhältnissen etwa 67% der Festigkeit.

Neuere Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (veröffentlicht vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton in Gr.-Lichterfelde in Heft 13 von Gary) zeitigten Ergebnisse, welche zum Teil die eben angeführten bestätigten. Bei diesen Versuchen wurden verschiedene Zemente verwendet, deren Abbindezeit auch $8^1/_2$—10 Stunden betrug. Der Kies war von Cossebaude mit einem größten Korn von 25 mm. Die Probekörper wurden in zwei Mischungen 1 : 4 und 1 : 8 hergestellt mit zwei verschiedenen Wasserzusätzen, welche erdfeuchten und weichen Beton lieferten. Die Herstellung erfolgte im Zimmer und an der Luft, und die Probekörper wurden sodann 7, 14 und 28 Tage in einem Gefrierraum aufbewahrt. Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgte in einem Alter von 90 Tagen. Interessant sind die Beobachtungen, welche äußerlich an den Probekörpern gemacht wurden. Die erdfeuchten, in der Kälte hergestellten Proben zeigten an den oberen Flächen feine, kurze Risse, welche auch dann nicht verschwanden, wenn die Proben nachher in wärmerem Raum gelagert wurden. Die weichen Betonproben wiesen diese Risse nicht auf, sondern hatten an der Oberfläche eine dünne Haut. An den Seitenflächen bildeten sich ähnliche Zeichnungen, wie sie an den Zimmerfenstern im Winter entstehen.

Die Versuche zeigen, daß kühle Witterung (0 bis +5° C) die Erhärtung des erdfeuchten Betons (mit einer Ausnahme) zurückhält. Der weiche Beton wird dadurch gar nicht verändert. Bei Temperatur von —5 bis —10° zeigt sich auch, daß der weiche Beton selbst nach vierwöchentlicher Lagerung in der Kälte keine wesentliche Veränderung in der Festigkeit erleidet, während der erdfeuchte Beton (auch mit einer Ausnahme in den Versuchen) unter denselben Verhältnissen eine Einbuße in seiner Festigkeit erleidet.

Das übereinstimmende Ergebnis der von Gary und vorher von Burchartz veröffentlichten Versuche des Materialprüfungsamtes in Lichterfelde weist darauf hin, daß der plastische oder naß verarbeitete Beton auch in diesem Falle (gegen den Einfluß von niederen Temperaturen) dem erdfeuchten Beton überlegen ist. Wenn auch die gefundenen Zahlenwerte bei umfangreicheren und über eine größere Zeit ausgedehnten Versuche eine Einschränkung erfahren werden, so ist doch die Überlegenheit des naß verarbeiteten Betons in die Augen fallend.

Digitized by Google

Beachtenswerte Aufklärungen geben die Versuche von Prof. Germer[1]). Die Versuchskörper waren Würfel von 20 cm Kantenlänge, welche in 3 Schichten gestampft wurden. Der Beton wurde von Hand gemischt und der Wasserzusatz betrug etwa 14% in Raumteilen. Die Korngröße des Kieses war bis etwa Erbsengröße, bei Verwendung von Steinschlag war das größte Stück bis zu 4 cm. Als Bindemittel wurde der sogenannte Sternzement mit einer Normenfestigkeit von 250 kg/qcm verwendet. Die Herstellung erfolgte frostfrei. In Ermangelung von Kühlhäusern, wie bei den eben besprochenen Lichterfelder Versuchen, wurden Gefrierkästen von 3,12 m Länge, 1,0 × 1,70 m im Querschnitt hergestellt. Zur Isolierung diente Sägemehl, und die Kältemischung wurde aus Eis und Viehsalz hergestellt. Die fertigen Probekörper wurden dann in verschiedenem Alter in die Gefrierkästen eingebracht. Um die Abbindewärme möglichst auszuschalten, wurden verschiedene alte Körper gleichzeitig in die Gefrierkästen gelegt, wodurch eine mittlere Temperatur von — 9 bis —11° C erreicht wurde. Die Temperatur in den Körpern wurde durch einbetonierte Thermometer festgestellt. Hierbei ergab sich nach 24 Stunden für die vorher an der Luft gelagerten Körper in einer Tiefe von 5 cm ein Unterschied von etwa +1° und in einer Tiefe von 10 cm von etwa +3° C gegen die Außentemperatur. Nach 2 Tagen Lagerung im Gefrierraum war die Innentemperatur überall gleich. Bei der ersten Versuchsreihe wurden die Körper abwechselnd 5 mal 24 Stunden gefroren und aufgetaut; bei der zweiten Versuchsreihe lagerten die Körper einmal ununterbrochen 10 Tage im Frost. Hierbei ergaben sich folgende Druckfestigkeiten:

Mischung	Körper hat vor Frosteinwirkung gelagert Tage	Frosteinwirkung 5 mal je 24 Stunden abwechselnd und 24 Stunden aufgetaut. Druckfestigkeit in kg/qcm nach 2 | 6 | 10 Wochen			Frosteinwirkung ununterbrochen 10 Tage. Druckfestigkeit in kg/qcm nach 2 | 6 | 10 Wochen			Normale Druckfestigkeit in kg/qcm nach 2 | 6 | 10 Wochen		
1 Z. : 3 K.	1/4	79	107	124	38	108	129	130	185	219
	3	108	138	160	52	124	150			
	7		182	206		140	181			
1 Z. : 6 K.	1/4	35	62	78	13	44	51	68	101	125
	3	38	74	81	20	61	70			
	7		88	97		92	96			
1 Z. : 3 S. : 3 St.	1/4	84	142	160	28	109	136	160	206	234
	3	123	152	174	50	136	152			
1 Z. : 6 S. : 6 St.	1/4	34	59	73	11	45	48	90	120	137
	3	58	84	97	16	67	78			
	7		108	121		82	95			

[1]) Einfluß niederer und hoher Temperaturen auf die Festigkeit von Beton von Prof. H. Germer. Verlag: Tonindustriezeitung, Berlin.

Digitized by Google

Vergleicht man diese Zahlen, so ersieht man daraus den außerordentlichen Einfluß der Kälte. Je jünger die Proben dem Frost ausgesetzt waren, desto erheblicher ist die Festigkeitsverminderung. Abwechselndes Auftauen und Frieren hat keinen so großen Einfluß als eine dauernde Frostperiode. Zu bemerken wäre ferner, daß die $^1/_4$ Tage alten Proben Risse zeigten, ähnlich, wie dies bei den vorhergehenden Versuchen schon erwähnt wurde, während die älteren Proben rißfrei waren. Diese Risse dürften auch auf die trockene Mischung zurückzuführen sein. Ferner zeigen diese Versuche, daß die Außenflächen der Körper stark unter Frost leiden, während ein innerer Kern von hoher Festigkeit verbleibt.

Für die Praxis des Beton- und Eisenbetonbaues zeigen alle diese Versuchsergebnisse, daß eine kurze Frostperiode nur dann von erheblichem Schaden sein kann, wenn der Frost vor dem Abbinden eintritt. Hat der Beton abgebunden und ist die Erhärtung schon einige Tage fortgeschritten, so wird die Einwirkung des Frostes nur eine unwesentliche Verminderung der Festigkeit hervorrufen. Diese Verminderung wird geringer bei einem plastisch verarbeiteten Beton, ebenso werden in diesem Falle die bei jüngerem Stampfbeton auftretenden Frostrisse nicht vorkommen. Zu beachten ist allerdings, daß die Anfangsfestigkeit des erdfeuchten Betons größer ist, und daß die Erhärtung rascher fortschreitet. Man wird daher bei Betonbauten die Größe des Wasserzusatzes und die eventuell notwendige Stampfarbeit auch von der Jahreszeit abhängig machen müssen.

Es ist auch wichtig, den Einfluß der Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit des Betons kennen zu lernen.

Im Jahre 1911 hatte ich während eines sehr heißen Sommers einen Eisenbetonbau zu besichtigen, welcher verschiedene Mängel zeigte. Das äußere Ansehen des Betons war einwandfrei bis auf die Rißbildung. Eine Untersuchung einzelner herausgestemmter Betonstücke zeigte die auffallende Erscheinung, daß der Beton innen noch ganz naß war, während er außen den Eindruck eines vollkommen erhärteten Betons machte. Es zeigte sich, daß der Beton in seiner äußeren Schicht wegen der großen Hitze sehr rasch erhärtet war, und daß diese Erhärtung sich jedoch nicht bis in den Kern mitgeteilt hatte; es schien, als ob die außen gebildete Kruste der Erhärtung des Betonkerns hinderlich war.

Um ein gleichmäßiges Erhärten auch in der warmen Jahreszeit zu ermöglichen, ist im Eisenbetonbau schon lange üblich, den Beton in der ersten Zeit jeden Tag naß zu machen. Dies wird um so notwendiger sein, je wärmer die Jahreszeit ist.

Die von Gary veröffentlichten Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 13) liefern auch in dieser Hinsicht interessante Ergebnisse. Sie haben gezeigt, daß eine höhere Wärme die Erhärtung

Digitized by Google

des weichen Betons in der ersten Zeit stärker begünstigt, als die des erdfeuchten Betons.

Sie haben ferner dargetan, daß eine Wärme von + 25 bis + 30° C, wenn sie während des Abbindens auftritt, die Festigkeit bei weichem Beton verringern kann, daß aber die Erhärtung bei dauernder gleichmäßiger Wirkung begünstigt wird, wenn der Beton gegen starke Austrocknung geschützt ist.

Die gleichen Versuche haben gezeigt, daß sowohl Wärme wie Kälte bei normal abgebundenem Beton, ob er weich oder erdfeucht ist, auf die Festigkeit einen günstigen Einfluß haben. Geringer Frost von — 5° bis — 10° C hat nur einen geringen Einfluß auf die Erhärtung des Betons, wenn das Abbinden bei normalen Temperaturen erfolgt.

Über den Einfluß höherer Temperaturen auf die Druckfestigkeit des Betons geben Versuche von Germer, des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (veröffentlicht von Gary, Heft 11) und von dem Amerikaner Wig Aufschluß.

Germer untersuchte Würfel von 20 cm Kantenlänge von derselben Zusammensetzung wie bei seinen früher angeführten Versuchen. Nachdem die Probekörper 2 Wochen normaler Temperatur ausgesetzt waren, ließ er sie in Temperaturen von 150° und 250° C erhärten.

Die Ergebnisse zeigen, daß die Druckfestigkeit in der ersten Zeit der Erhitzung vermindert wird, daß sie aber im Laufe der Zeit wieder größer wird. Sie erreicht aber nicht die Festigkeit des bei gewöhnlicher Temperatur erhärteten Betons.

Erfolgte die Abkühlung der Körper im Wasser, so war der Festigkeitsabfall größer als bei trockener Abkühlung. Er betrug 26% bei der fetten, und 45—57% bei der mageren Mischung. Drei Tage nach Austrocknung der im Wasser abgekühlten Probekörper nahm die Festigkeit in nicht sehr erheblichem Maße wieder zu.

Die von Gary veröffentlichten Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton an 20 und 30 cm-Würfeln wurden in den für Brandproben bestimmten Eisenbetonhäusern höheren Temperaturen ausgesetzt. Die Außentemperatur stieg bis zu 1100° nach 1¾ Stunden. Die Probewürfel wurden im Freien abgekühlt und dann ihre Druckfestigkeit ermittelt. Hierbei zeigte sich, daß Kalksteinschotterbeton sich besser verhält wie Kiesbeton. Der Kalksteinschotterbeton verliert bei den hohen Temperaturen 60% seiner Festigkeit, während der Kiesbeton 65% verliert. Die Versuche zeigten auch, daß kleinere Proben durch die Erwärmung mehr leiden, als größere Probekörper.

Versuche über die Einwirkung von Hochdampfdruck auf die Druckfestigkeit von Beton sind von dem „Bureau of Standards" in Washington von R. J. Wig ausgeführt worden. Diese Versuche sollten feststellen, wie weit die Erhärtung von Mörtel oder Beton

Digitized by Google

durch Einwirkung von Dampf ev. auch unter Druck beschleunigt werden kann, da man in Amerika vielfach besonders Kunststeinwaren unter Dampfdruck erhärten läßt, um sie früher gebrauchsfähig zu machen.

Die Versuche wurden an Zylindern von 20 cm Durchmesser und 40 cm Höhe ausgeführt. 24 Stunden nach der Herstellung wurden die gestampften Probekörper entfernt und verschiedenen Dampfdrucken unterworfen, von 0,14—5,6 kg/qcm.

Ferner wurden einzelne Proben Dampf von verschiedenen Wärmegraden ausgesetzt und Dampf von gleichem Druck aber während 3, 12, 24 und 48 Stunden. Nach der Einwirkung des Dampfdruckes wurden die Proben in einen feuchten Raum gebracht, wo auch die anderen Probekörper lagerten. Alle Probekörper wurden in der ersten Zeit angefeuchtet. Zu beachten ist, daß sowohl der Mörtel als auch Beton erst dann der Einwirkung von Dampf ausgesetzt werden darf, wenn er vollkommen abgebunden hat, und daß plastischer Beton sich für die Behandlung mit Dampfdruck besser eignet, als erdfeuchter Beton.

Unter dieser Bedingung haben die Versuche gezeigt, daß mit Erhöhung des Dampfdruckes die Druckfestigkeit wächst, daß ein Dampfdruck bis zu 5,6 kg/qcm die Erhärtung beschleunigt, und daß die Druckfestigkeit mit der Einwirkungsdauer des Dampfes zunimmt.

Unter anderem hat sich gezeigt, daß Mörtel bei der Einwirkung von Dampfdruck durch 48 Stunden eine höhere Festigkeit zeigt, als wenn er 6 Monate unter normalen Verhältnissen erhärtet wäre.

Schließlich sollen im folgenden einige Angaben über Zug- und Druckfestigkeit von Beton mit verschiedenen Mischungsverhältnissen und verschiedenen Zuschlagstoffen gemacht werden. Leider ist die Zahl der Versuche über Zugfestigkeit nur sehr gering, zum Teil auch unvollkommen.

Da man in der Praxis bei der Berechnung der auftretenden Spannungen auf die Mitwirkung der Zugspannungen im Beton (mit einigen Ausnahmen) und mithin auch auf die Berechnung der Zugspannungen verzichtet, lag das Bedürfnis weniger vor, die Größe der Zugfestigkeit zu bestimmen, weshalb auch die meisten Versuche sich nur mit der Ermittlung der Druckfestigkeiten befassen. Dies ist außerordentlich bedauerlich, da die Zugfestigkeit des Betons, wenn man sie auch bei der Berechnung nicht mitberücksichtigt, doch eine sehr wichtige Rolle spielt, wie noch bei verschiedenen Gelegenheiten gezeigt werden soll.

Der Mangel an Versuchswerten über die Größe der Zugfestigkeit ist zum Teil auch der Schwierigkeit in der Versuchsdurchführung zuzuschreiben. Diesem Mangel kann aber abgeholfen werden, wenn man,

Digitized by Google

wie dies bereits gezeigt wurde, an Stelle der direkten Zugversuche die Zugfestigkeit mit Hilfe von Biegeversuchen ermittelt. Ferner wäre noch darauf hinzuweisen, daß besonders bei der Bestimmung der Verhältniszahlen zwischen Zug- und Druckfestigkeit diejenigen Werte zuverlässiger sind, die aus einem und demselben Probekörper ermittelt werden, wie dies z. B. bei den Biegeversuchen der Fall ist, wo zuerst die Biegefestigkeit und mit den Bruchstücken des gleichen Betonkörpers die Druckfestigkeit ermittelt werden kann. Bestimmt man hingegen die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit aus verschiedenen Probekörpern, so liegt, was auf die Eigenart des Betons zurückzuführen ist, schon in der Herstellung eine gewisse Ungleichmäßigkeit, und man kann dann streng genommen diese Werte auch nicht mehr miteinander vergleichen.

Die Zugfestigkeit nimmt im allgemeinen wie die Druckfestigkeit mit dem Alter zu. Auch die Einwirkung des Wasserzusatzes ist ähnlich wie bei der Druckfestigkeit.

Mörsch berichtet in seinem bekannten Buch[1]) über Zug- und Druckversuche, welche Bach für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton mit verschiedenen Zuschlagstoffen ausgeführt hat. Hierbei wurden zwei Wasserzusätze angewendet. Den Wasserzusatz von 7,8 Gewichtsprozenten nimmt Mörsch als die untere Grenze der bei Eisenbeton noch verwendbaren Betonmischungen an. Den Wasserzusatz von 9 Gewichtsprozenten bei der zweiten Versuchsreihe bezeichnet Mörsch als die obere Grenze der für Eisenbeton zulässigen Anmachwassermenge. Eine obere Grenze für diese Anmachwassermenge in Prozenten anzugeben, kann man jedoch nicht als zulässig bezeichnen. Diese hängt u. a. auch sehr von dem Wassergehalt des Materials ab, von der Jahreszeit und von den Abmessungen des herzustellenden Eisenbetonbauteils.

Die hierfür in Betracht kommenden Zahlen sind auf S. 80 in der oberen Tabelle angegeben.

Bei den von Rudeloff veröffentlichten Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 17) wird für zwei verschiedene Betonsorten (Kiesbeton und Steinschlagbeton) in einer Mischung 1 : 2 : 5 und 1 : 4 : 8 für das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit ein durchschnittlicher Wert von $\frac{1}{11}$ oder 9,2% angegeben. Das Verhältnis Z : D ist aber außerordentlich veränderlich. Irgendeine Gesetzmäßigkeit läßt sich nicht feststellen, und es wird sich auch empfehlen, aus all den Versuchen keine allgemeinen Schlüsse zu ziehen.

Wichtig ist das Verhältnis der Biegungszugfestigkeit zu der aus Zugversuchen direkt ermittelten Zugfestigkeit. Die ersten Versuche nach

[1]) Der Eisenbetonbau von Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart 1912. Verlag von Konrad Wittwer. Vierte, vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage.

Digitized by Google

Mischung (Alter: 45 Tage)	Bei 7,8 % Wasserzusatz			Bei 9 % Wasserzusatz		
	Druckf. D kg/qcm	Zugf. Z kg/qcm	Z : D	Druckf. kg/qcm	Zugf. kg/qcm	Z : D
1 Z.: 2 Rheinsand : 3 Rheinkies	224	19,0	$\frac{1}{11,8}$	201	17,0	$\frac{1}{11,8}$
1 Z.: 2 Dresdener Grubensand : 3 Rheinkies	238	17,8	$\frac{1}{13,4}$	191	17,3	$\frac{1}{11}$
1 Z.: 2 Basaltquetschsand : 3 Rheinkies	202	17,2	$\frac{1}{11,7}$	157	16,8	$\frac{1}{9,4}$
1 Z.: 2 Kalksteinquetschsand : 3 Rheinkies	191	18,4	$\frac{1}{10,4}$	147	15,0	$\frac{1}{9,8}$
1 Z.: 2 Basaltquetschsand : 3 Basaltmaschinengeschläge	178	18,9	$\frac{1}{9,4}$	124	15,7	$\frac{1}{7,9}$
1 Z.: 2 Rheinsand : 3 Bimskies	134	16,5	$\frac{1}{8,1}$	120	15,4	$\frac{1}{7,8}$

dieser Richtung stammen von Hanisch und Spitzer, Wien. Zur Untersuchung gelangten Betonplatten mit einer Spannweite von 1,50 m, einer Plattenbreite von 60 cm und Plattendicke von 7,8 bis 11,5 cm. Der Beton hatte ein Mischungsverhältnis von 1 : $3^1/_2$. Aus den gebrochenen Teilen wurden Probekörper herausgemeißelt zur Ermittlung der Druck- und Zugfestigkeit. Diese Versuche lieferten folgende Ergebnisse:

Dicke der Platte in cm	Druckf. D kg/qcm	Zugf. Z kg/qcm	$\frac{Z}{D}$	Biegungsfestigkeit Z' kg/qcm	$\frac{Z'}{Z}$
7,8	926	29	$\frac{1}{10,2}$	54,6	1,88
8,0	314	23	$\frac{1}{13,6}$	49,1	2,13
10,0	352	20	$\frac{1}{16,6}$	46,2	2,31
10,0	300	29	$\frac{1}{10,4}$	49,1	1,69
11,5	329	24	$\frac{1}{13,7}$	43,2	1,8
11,5	256	27	$\frac{1}{9,5}$	46,1	1,71

Digitized by Google

Diese Versuche, welche an 258 Tage altem Beton ausgeführt wurden, zeigen, daß das Verhältnis der Biegungsfestigkeit zur direkten Zugfestigkeit im Durchschnitt 1.9 beträgt.

Versuche von Mörsch mit 3 Monate alten Probebalken von 1 m Länge und mit einem Querschnitt von 15 × 20 cm mit verschiedenen Mischungsverhältnissen bei Verwendung von reinem Kies ergaben für das Verhältnis $\frac{Z'}{Z}$ etwas abweichende Mittelwerte. Sie bestätigen jedoch, daß bei einem nassen Beton dieses Verhältnis um die Zahl 2 schwankt; bei einer sehr mageren trockeneren Mischung 1 : 7 ist dieser Wert auf 3 gestiegen.

Mischung	1 : 3		1 : 4	
Wasserzusatz	8%	14%	8%	14%
Z' = Biegungsfestigkeit kg/qcm . .	21,4	23,2	16,1	16,7
Z = Zugfestigkeit kg/qcm	12,6	10,5	9,2	8,8
$Z' : Z$	1,70	2,21	1,75	1,90

Schließlich sollen noch Versuche des österreichischen Ausschusses für Eisenbeton erwähnt werden, die in ihren Ergebnissen zum Teil widersprechend sind, zum Teil auch von anderen Versuchsergebnissen abweichen. Es handelt sich um Druckversuche, welche an Würfeln von 20 cm Seitenlänge ausgeführt wurden, ferner um Zugversuche an Zugkörpern von 70 cm Länge mit einem Querschnitt von 10 × 10 cm, endlich um Biegeversuche an Balken von 1,50 m Spannweite und mit einem Querschnitt von 15 × 22 cm. Die Versuche wurden mit drei verschiedenen Zementen und drei Mischungen ausgeführt. Die letzteren waren: 430 kg, 320 kg und 250 kg Zement auf 1 cbm Sand und Kies. Das entspricht Mischungsverhältnissen von ungefähr 1 : 3 1 : 4 und 1 : 5. Die Probekörper wurden baumäßig hergestellt. Die Ergebnisse sind aus der Tabelle auf S. 82 zu ersehen.

Auffallend ist die große Veränderlichkeit in dem Verhältnis Z : D. Was aber von den bisherigen Versuchsergebnissen abweicht, ist das Verhältnis der Biegungszugfestigkeit zur Zugfestigkeit $\frac{Z'}{Z}$. Man sieht aus der Zusamenstellung nicht nur, daß es sich je nach der Mischung ändert, sondern auch, daß mit zunehmendem Alter das Verhältnis $\frac{Z'}{Z}$ kleiner wird, daß also mit zunehmendem Alter die Biegungsfestigkeit sich der Zugfestigkeit angeblich nähert. Darin liegt aber ein Widerspruch gegenüber den früher genannten Versuchen von Hanisch und Spitzer, welche mit einem älteren Beton ausgeführt wurden, und deren Ergebnisse durch die späteren Versuche von Mörsch auch bestätigt werden.

Digitized by Google

Mischung	Alter	Druckf. D in kg/qcm	Zugf. Z in kg/qcm	$\frac{Z}{D}$	Biegefestigkeit Z′ in kg/qcm	$\frac{Z'}{Z}$
430 kg/cbm	4 W.	231	10,8	$\frac{1}{21,4}$	23,4	2,17
	6 W.	255	14,0	$\frac{1}{18,2}$	16,0	1,14
	5 M.	312	20,0	$\frac{1}{15,6}$	27,3	1,37
320 kg/cbm	4 W.	246	9,8	$\frac{1}{25,1}$	21,3	2,17
	6 W.	281	14,1	$\frac{1}{20}$	17,8	1,26
	5 M.	313	23,2	$\frac{1}{13,5}$	25,2	1,09
250 kg/cbm	4 W.	165	9,8	$\frac{1}{16,8}$	15,2	1,55
	6 W.	188	11,1	$\frac{1}{16,9}$	16,8	1,52
	5 M.	241	18,5	$\frac{1}{13}$	20,4	1,10

Die Frage der Schub- oder Scherfestigkeit und der Schubelastizität des Betons soll später gleichzeitig in dem Abschnitt über das Zusammenwirken mit Eisen besprochen werden.

Einige Beispiele von Würfelfestigkeiten bei ausgeführten Bauten.

Es wurde schon wiederholt betont, daß die aus den Materialprüfungen sich ergebenden Zahlenwerte nur in Ausnahmefällen für die Bestimmung der zulässigen Spannungen verwendet werden dürfen. Zur Beurteilung der Güte des Betons werden diese Zahlen sehr wertvoll sein. Aus diesen Gründen sollen auch folgende Angaben über Würfelfestigkeiten bestimmter Betonarten gemacht werden, welche bei ausgeführten Bauten verwendet wurden. Wenn auch diese Zahlen wieder nur als Einzelwerte nicht aber als Grenzwerte zu betrachten sind, so bieten sie doch eine Möglichkeit zum Vergleich und geben Anhaltspunkte bei der Beurteilung der Zweckmäßigkeit verschiedener Betonmischungen. Alle nachstehend angeführten Zahlen sind, wenn nichts anderes vermerkt ist, für 28 Tage alte Betonkörper ermittelt worden.

Mischung 1 : $1^1/_2$. Bei der Straßenüberführung Bahnhof Kieritsch ist für Gelenksteine aus einer Mischung 1 Teil Zement, $1^1/_2$ Teilen Sand und Kies (Ravenhofer Grubenkies) nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 478 kg/qcm gefunden worden.

Digitized by Google

Mischung 1 : $2^1/_2$. Für denselben Zweck sind bei einer Mischung 1 : $2^1/_2$ und aus demselben Material Gelenksteine hergestellt worden, welche nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 448 kg/qcm ergeben haben. Hierzu wäre zu bemerken, daß gerade bei der Verwendung von Gelenksteinen nicht nur ein ganz ausgesuchtes Material verwendet, sondern auch besondere Sorgfalt bei der Ausführung an den Tag gelegt wird.

Bei einem Eisenbetonspeicher im Tempelhofer Hafen wurden bei einer Mischung von 1 : $2^1/_2$ (bei Verwendung des in Berlin üblichen Materials) Druckfestigkeiten von 191, 208 und 238 kg/qcm gefunden, bei denjenigen Probekörpern, welche am Bau von ungeschulten Leuten hergestellt wurden. Bei Verwendung desselben Materials, aber bei einer Herstellung im Materialprüfungsamt ergab sich eine Druckfestigkeit von 308 kg/qcm. Dieses Beispiel zeigt, welchen Einfluß die Art der Herstellung der Probekörper auf die Festigkeit hat. Man sieht auch daraus, daß bei der Verwendung dieser Zahlen außerordentliche Vorsicht geboten ist.

Mischung 1 : 3. Bei einer Mischung 1 : 3 bei der Erbauung eines Speichers der Stadt Köln wurde bei Verwendung von Rheinsand und Rheinkies eine Druckfestigkeit von 312 kg/qcm gefunden. Für die gleiche Mischung bei Verwendung eines anderen Portlandzementes und Kieses bei dem Bau der Eisenbetonbogenbrücke über die Spree bei Lübben ergab sich 270 kg/qcm Druckfestigkeit.

Mischung 1 : 4. Für die Mischung 1 : 4 ergab sich bei dem Bau eines Geschäftshauses in Bremen bei Verwendung von Weserkies eine Druckfestigkeit von 300 kg/qcm. Für die gleiche Mischung ergab sich bei dem bereits früher genannten Bau im Tempelhofer Hafen 141 bis 242 kg/qcm, bei der Herstellung und Prüfung in Lichterfelde eine Druckfestigkeit von 284 kg/qcm. Interessant ist die Feststellung der Festigkeiten bei sogenanntem Transportbeton, wie er z. B. in Hamburg von Magens angewendet wird. Bei Verwendung von Elbkies ergab sich in einem Falle für die Mischung 1 : 4 eine Druckfestigkeit von 154 kg bzw. 205 kg/qcm.

Mischung 1 : 5. Für die Mischung 1 : 5 wäre ein besonders günstiger Fall hervorzuheben, wie er bei der Fundierung der Krananlagen im Tegeler Hafen vorgekommen ist. Bei Verwendung von feinem Sand und Porphyrsplitt wurde eine Druckfestigkeit von 310 kg/qcm ermittelt.

Ein ähnlich günstiges Beispiel ist die Mischung 1 : 5 bei der Unterführung der Prinz-Regentenstraße in Berlin-Wilmersdorf. Hier wurde Hannoverscher Portlandzement, Trebbiner Kies, Sand und Porphyrkleinschlag verwendet. Die Würfelfestigkeit betrug in einem Alter von 64 Tagen 322 kg/qcm. In der Regel sind die Würfelfestigkeiten bei dieser Mischung kleiner.

Digitized by Google

Mischung 1 : $5^1/_2$. Bei einer Mischung 1 : $5^1/_2$ und bei Verwendung von Sand, Granitgrus und Schotter wurde für die Eisenbahnüberführung über den Bahnhof Lörrach eine Würfelfestigkeit von 184 kg/qcm gefunden.

Mischung 1 : 6. Die Mischung 1 : 6 für die Unterführung in der Prinz-Regentenstraße ergab nach 69 Tagen 225 kg/qcm, während beim Bau einer Eisenbahnbrücke über die Bode bei Thale a. H. die Würfelfestigkeit nach 28 Tagen 230—240 kg/qcm betrug.

Mischung 1 : 7. Die Mischung 1 : 7 bei der Walchebrücke in Zürich ergab Druckfestigkeiten von 168 und 189 kg/qcm.

Mischung 1 : $7^1/_2$. Die Mischung 1 : $7^1/_2$ bei der Magdalenenkirche in Straßburg ergab 200 kg/qcm.

Mischung 1 : 8. Die Mischung 1 : 8 beim Neubau der Langenzugbrücke in Hamburg bei Verwendung von Hemmoorzement und Elbkies betrug die Festigkeit 200 kg/qcm. Bei Verwendung von Elbkies und Hochofenschlacke ergab dieselbe Mischung 189 bzw. 212 kg/qcm.

Mischung 1 : 9. Bei einer Mischung 1 : 9, wie sie für die Gewölbe beim Talübergang bei Erbach verwendet wurde, ergab sich 138 kg/qcm bei Verwendung von Basaltsand und Schotter ohne Bruchstein. Bei der Verwendung von Hochofenschlacke bei Transportbeton ergab die Mischung 1 : 9 nur 54 und 73 kg/qcm.

Mischung 1 : 10. Die Mischung 1 : 10 beim Bau der Unterführung der Prinz-Regentenstraße ergab im Alter von 132 Tagen eine Festigkeit 115 kg/qcm.

Mischung 1 : 12. Die Mischung 1 : 12 beim Bau Nassenstelle bei Lauscha ergab bei Verwendung von 5 Teilen Kies und 7 Teilen Schotter für die Fundamente eine Festigkeit von 92 kg/qcm. Dieselbe Mischung gab bei Verwendung von Kies und Ziegelbrocken bei Transportbeton 68 und 82 kg/qcm.

Mischung 1 : 14. Endlich ergab eine Mischung 1 : 14, welche bei den Fundamenten bei der Eisenbahnunterführung auf Bahnhof Lörrach verwendet wurde, bei einer Prüfung im Materialprüfungsamt nach 28 Tagen 98 kg/qcm.

Digitized by Google

II. Das Eisen.

Die ursprünglichste Form der Eiseneinlagen bei Eisenbeton war das Rundeisen, welches auch noch heute fast ausschließlich verwendet wird, besonders in der europäischen Praxis. In dieser Form wird das Eisen nicht nur zur Aufnahme von Zugspannungen, zum Teil auch als Einlage in den auf Druck beanspruchten Betonteilen verwendet und endlich als Bügel bei Unterzügen und bei Stützen.

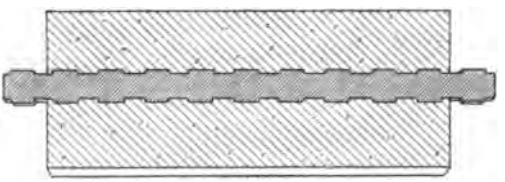
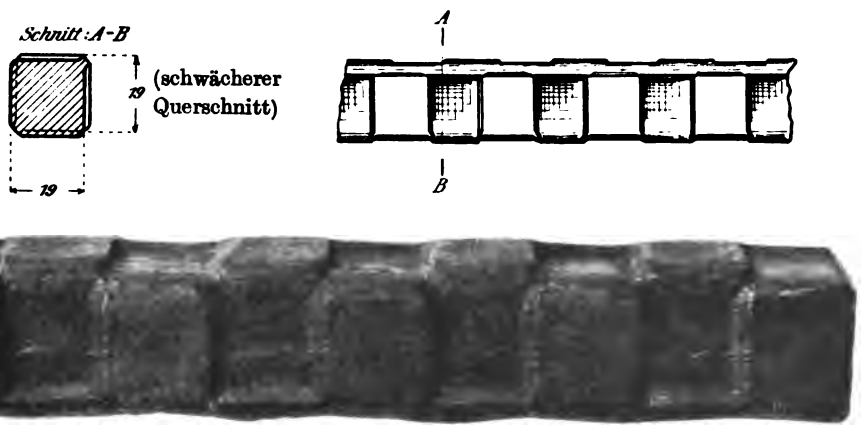


Fig. 13 a.

Die früher vielfach verwendeten Flacheisen, besonders für die Bügelbewehrung, werden heute nur mehr ausnahmsweise angewendet.

In der amerikanischen Praxis, zum Teil auch in der englischen Praxis des Eisenbetonbaues haben sich in früheren Jahren mehr als heute



(stärkerer Querschnitt)

Fig. 13 b. Gezahntes (Johnson-)Eisen.

die Eiseneinlagen mit nicht ebener Oberfläche eingebürgert, deren Zweck darin bestand, nicht nur durch wiederholtes Walzen die Festigkeit des Eisens zu erhöhen, sondern auch eine bessere mechanische

Digitized by Google

Verbindung mit dem Beton herzustellen und ein Gleiten der Eiseneinlagen nach Möglichkeit zu verhindern. Ein sehr anschauliches Bild von dem Zweck der Eisen mit nicht ebenen Oberflächen gibt Fig. 13a, welches deutlich zeigt, daß ein Eisen mit unebenen Oberflächen jeder Bewegung ein größeres Hindernis entgegensetzen wird, als ein glattes Rund- oder gar Flacheisen.

Fig. 13c. Geripptes Eisen.

Von der großen Zahl der in dieses Gebiet fallenden Eiseneinlagen sind einige charakteristische Beispiele in Fig. 13a—h dargestellt.

Fig. 13d. Knoten-(Thacher-)Eisen.

Fig. 13e. Diamond-(Mueser-)Eisen.

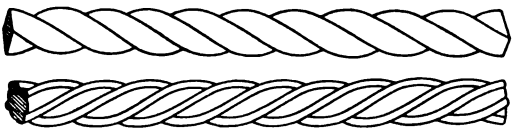


Fig. 13f. Spiralförmig gedrehte Eisen.

Fig. 13g. Havemeyer-Eisen.

Fig. 13b zeigt das gezahnte Eisen (Johnson-Eisen).

Fig. 13c geripptes Eisen.

Fig. 13d Knoten-(Thacher-)Eisen.

Fig. 13e Diamond-(Mueser-)Eisen.

Fig. 13f: Zwei typische Beispiele spiralförmig gedrehter Eisen, welche ähnlich wie das in Amerika oft angewandte Ransome-Eisen durch Kaltdrehen eines quadratisch oder ähnlich geformten Eisens entstehen. Auf diese Weise wird nicht nur eine größere Oberfläche, sondern auch eine höhere Streckgrenze erzeugt, letztere, wie noch später gezeigt werden soll, allerdings auf Kosten der Güte der Eiseneinlagen.

Digitized by Google

In Fig. 13 g ist ein anderes Eisen mit nicht ebener Oberfläche dargestellt, das Havemeyer-Eisen, welches zurzeit in Amerika vielfach angewendet wird.

Die Verwendung all der genannten Eisen mit unebenen Oberflächen ist, soweit die Elastizitäts- und Festigkeitsbedingungen genügen, aus den angegebenen Gründen zweifellos vorteilhaft. Da man aber mit entsprechend abgebogenen oder mit Haken versehenen glatten Eiseneinlagen ähnliche Wirkungen erzielen kann, wird die Verwendung dieser Eisen mehr von der wirtschaftlichen Seite aus angesehen werden müssen; es wird also nur die Kostenfrage entscheidend sein.

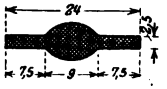


Fig. 14a. Kahneisen (kleines Profil).

Eine weitere Entwicklung in der Ausbildung der Eiseneinlagen bedeutet das in Amerika schon seit längerer Zeit, in den letzten Jahren auch in Deutschland vielfach angewendete Kahn-Eisen (Fig. 14 a—d), welches manchmal mit Vorteil an Stelle von Rundeisen verwendet werden kann. Fig. 14a stellt das kleinste in Deutschland hergestellte Profil dar. Fig. 14b: Zwei größere Profile im Querschnitt. Dieser ist so ausgebildet, daß die seitlichen Lappen mit Hilfe von Schneidemaschinen vom eigentlichen Kern ausgeschnitten und in der in Fig. 14c ersichtlichen Weise hochgebogen werden. Die hochgebogenen Lappen treten zum Teil die abgebogenen Eisen, zum Teil die Bügel. In Fig. 14d ist eine zum Einlegen fertiggestellte Eiseneinlage ersichtlich.

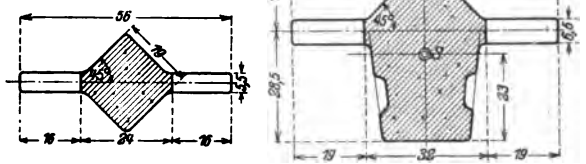


Fig. 14 b. Kahneisen (2 größere Profile).

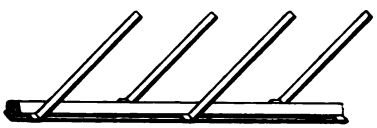


Fig. 14 c. Kahneisen mit aufgeschnittenen Lappen.

Fig. 14 d. Kahneisen (fertig zum Einlegen).

Das Abbiegen der Eiseneinlagen und das Einlegen von Bügeln ist eine Arbeit, welche sorgfältig an der Hand der Zeichnungen entweder am Werkplatz statt oder auf dem Bau ausgeführt werden muß. Die Kosten sind bei hohen Arbeitslöhnen verhältnismäßig hoch. Aus diesem Grunde verwendet man in Amerika vielfach nicht nur für Platten, sondern auch für Unterzüge und für Stützen fabrikmäßig angefertigte Eiseneinlagen.

Digitized by Google

Für Platten werden dort u. a. folgende Fabrikwaren für Eiseneinlagen verwendet:

In Fig. 15a ist die Dreiecksnetzform mit eingeflochtenen Rundeisen ersichtlich, wie sie in der Fabrik hergestellt werden. Sie werden in Rollen in verschiedenen Längen und Breiten nach dem Bau gebracht. Der Abstand der als Längseisen verwendeten Rundeisen beträgt 10 cm von Mitte zu Mitte; ihre Stärke wechselt nach Bedarf.

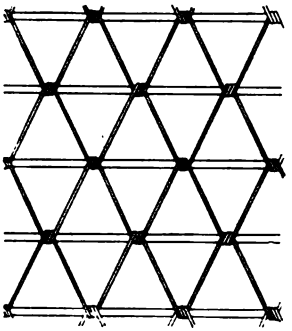


Fig. 15a. Dreiecksnetzform.

In Fig. 15b ist das auch in Deutschland angewendete Streckmetall ersichtlich, aus welchem die in Fig. 15c und d dargestellten steifen Rippeneinlagen hervorgegangen sind.

In Fig. 15c ist das sogenannte Gräten-Streckmetall mit steifen Rippen und in Fig. 15d das hochgerippte (in Amerika unter dem

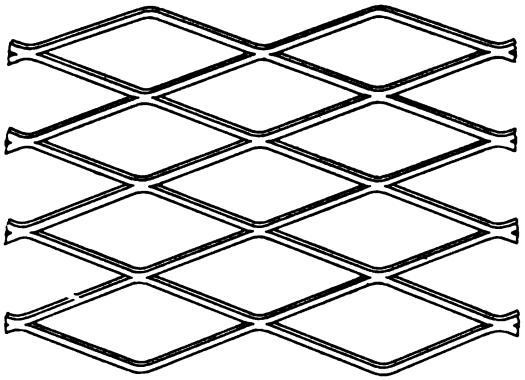


Fig. 15b. Streckmetall.

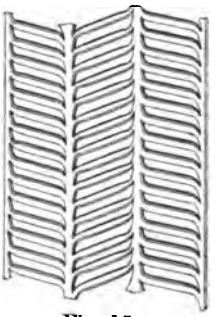


Fig. 15c.
Gräten-Streckmetall.

Fig. 15d. Höchgeripptes Eisen.

Namen Hy Rib bekannt) dargestellt. Diese beiden letzteren werden mit Vorteil nicht nur als Eiseneinlagen, sondern auch gleichzeitig als Schalung verwendet. — Verschiedene Anwendungsgebiete der letztgenannten Eiseneinlagen werden im zweiten Bande besprochen.

Digitized by Google

Zwei in Fig. 16a bis d dargestellte Beispiele zeigen, in welcher Weise die Eiseneinlagen für Unterzüge und für Säulen fabrikmäßig vorbereitet werden, so daß beim Bau selbst nur das Einlegen der Eisen erforderlich ist.

In Fig. 17 sind die nietlosen Gitterträger dargestellt. Ihre Herstellung erfolgt derart, daß man breite Flacheisen nach bestimmten Linien schneidet und die entstehenden Teile auseinanderzieht und gegeneinander verschiebt. Die Frage der Verwendung ist schon durch ihre Wirtschaftlichkeit begrenzt; bei Trägern, die über mehrere Stützen durchlaufen, lassen sie sich kaum mit Vorteil anwenden.

Schließlich soll noch in Fig. 18a und b eine in Amerika ausgebildete, fabrikmäßig hergestellte Spiralarmierung gezeigt werden. Die Spiralen sind aus Rund- oder Flacheisen und werden durch zwei lotrechte, einander gegenüberstehende Flacheisenstäbe in der gewünschten Ganghöhe gehalten (Fig. 18a). Zu diesem Zweck haben die lotrechten Flacheisen in Entfernungen gleich der Ganghöhe ausgestanzte Lappen (Fig. 18b). Durch Zurückbiegen derselben werden die Spiralen festgehalten. Für den Transport wird die Spirale derart zusammengeklappt,

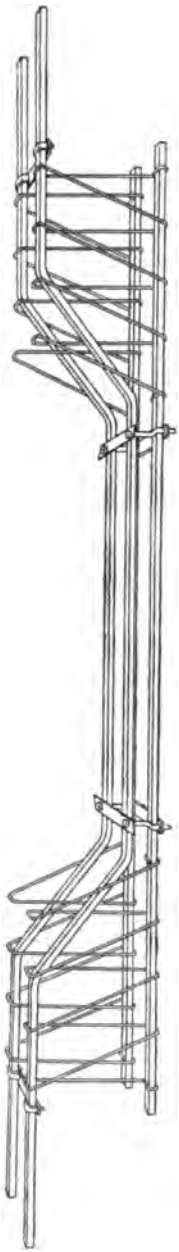


Fig. 16a.

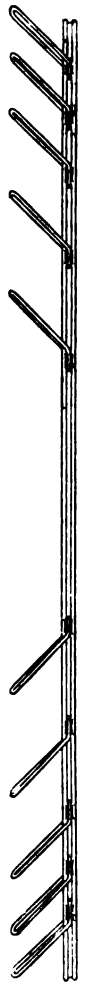


Fig. 16b.

Fig. 16a—c. Fabrikmäßig hergestellte Eiseneinlagen für Unterzüge.

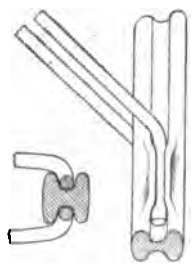


Fig. 16c.

Digitized by Google

aß die Flacheisenstäbe in paralleler Richtung zueinander verschoben werden (Fig. 18c).

Neben diesen Eiseneinlagen werden sogenannte steife Eiseneinlagen verwendet, welche in der Lage sind, einen Teil des Eigengewichts aufzunehmen, und auf diese Weise die Last der Konstruktion vermindern. In diese Gruppe gehört das Bulbeisen (Pohlmann-Eisen) mit einem unsymmetrischen Walzprofil, welches in der unteren Hälfte wulstartig verstärkt ist (Fig. 19).

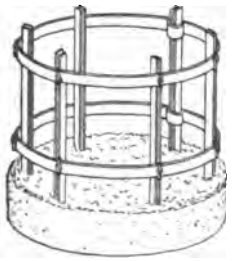


Fig. 16 d. Fabrikmäßig hergestellte Eiseneinlagen für Säulen.

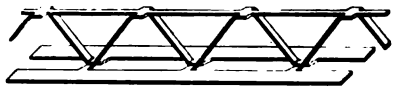
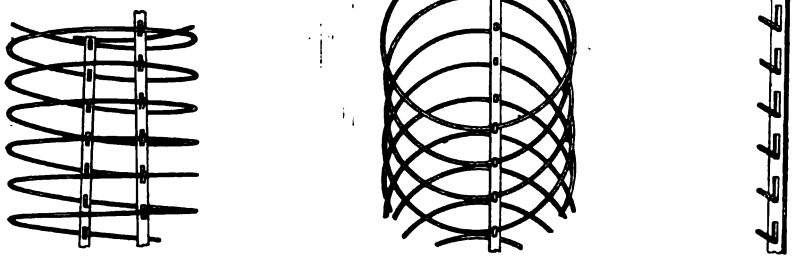


Fig. 17.
Nietloser Gitterträger.

Der Steg dieser Eisen ist in gewissen Abständen durchlocht. Durch die Löcher werden Flacheisenbügel geführt.

Schließlich wäre noch der genietete Eisenträger mit abnehmbarem Oberflansch (Lolatträger) zu erwähnen, der



a c b

Fig. 18. Fabrikmäßig hergestellte Spiraleisen.

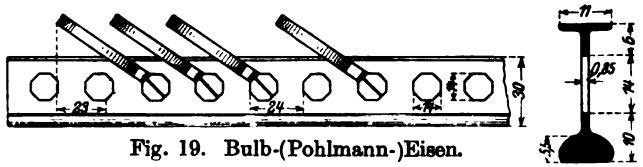


Fig. 19. Bulb-(Pohlmann-)Eisen.

kurze Zeit in Deutschland im Handel war, aber nicht als wirtschaftlich bezeichnet werden kann.

Wichtig erscheint die Größe des Wärmeausdehnungskoeffizienten von Eisen, da er zu den Ursachen des Zusammenwirkens mit

Digitized by Google

Beton gehört. Dulong Petit hat den Ausdehnungskoeffizienten von 0 bis 100° C mit 0,00001182 bestimmt. Für weiches Eisen hat Matthießen von 0 bis 100° mit 0,00001228 bestimmt. In den physikalischen Tabellen von Landolt sind Angaben von Zakrewsky. Danach wurde der Ausdehnungskoeffizient von — 78° bis 75° mit 0,0000111 und von + 25 bis + 100° mit 0,00001252 ermittelt.

Für Schweißeisen wurde für 0 bis 100° die Zahl 0,00001212, für Eisendraht 0,00001235 bis 1440, für weichen Stahl 0,00001079 und für harten Stahl 0,00001240.

Ein Vergleich dieser mit den für Beton gefundenen Wärmeausdehnungszahlen (S. 33) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

Die Festigkeit und Elastizität des Eisens haben bei Eisenbeton eine andere Bedeutung als bei Eisenkonstruktionen. Weiches und elastisches Eisen wird hartem und brüchigem Eisen vorzuziehen sein.

In dem Kgl. Materialprüfungsamt in Gr.-Lichterfelde ist eine Anzahl von Elastizitäts- und Festigkeitsversuchen mit verschiedenen Eiseneinlagen[1]) ausgeführt worden, welche vorher beschrieben wurden. Die Ergebnisse sind umstehend ersichtlich.

In diesen beiden Zusammenstellungen ist vorerst zu ersehen, daß nicht nur die Festigkeiten, sondern auch die Größe des Elastizitätsmoduls erhebliche Abweichungen von den in Deutschland im Eisenbetonbau angewendeten Eiseneinlagen zeigen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß das Eisenmaterial für die Versuche aus Amerika und England bezogen wurde. Sie zeigen aber zwei sehr lehrreiche Beobachtungen, die gerade bei diesen Festigkeitsversuchen gemacht wurden. Vorerst sei auf den Einfluß der kalt gedrehten Eiseneinlagen hingewiesen. Das Bestreben, sowohl die Streckgrenze, als auch die Zugfestigkeit zu erhöhen, um mit größeren zulässigen Spannungen im Eisen rechnen zu können, hat in Amerika zu der Verwendung von spiralförmig gedrehten Eisen geführt, wodurch auch gleichzeitig ein besserer mechanischer Verbund als bei ganz glatten Eisen erzielt werden sollte. Diese Versuche zeigen, daß durch das Kaltdrehen die Festigkeit wohl um etwa 14% erhöht, daß aber die Streckgrenze dadurch ziemlich nahe an die Bruchgrenze gebracht wurde. Äußerlich zeigte sich diese Erscheinung dadurch, daß das Eisen sehr brüchig war, und bei den Versuchen mit Eisenbetonbalken, bei welchen kalt gedrehte Eiseneinlagen verwendet wurden, trat der seltene Fall ein, daß eine Eiseneinlage brach. Man wird also bei der Verwendung der Eiseneinlagen darauf zu achten haben, daß bei höheren Festigkeiten der Abstand zwischen Streckgrenze und Zugfestigkeit nicht zu gering ist, und daß das Eisen nicht zu spröde wird.

[1]) Siehe Probst, Einfluß der Armatur S. 4, Fußnote 1.

Digitized by Google

Elastizitätsmoduli und Festigkeiten verschieden geformter dünner Eiseneinlagen.

Art der Armierung	Dimensionen in mm	Umfang in cm (an den Probestäben gemessen)	Querschnitt in qcm (an den Probestäben gemessen)	Streckgrenze kg/qcm (gesamt)	Zugfestigkeit in kg/qcm (gesamt)	E_e kg/qcm
Quadrateisen	7,9 × 7,9	3,20	0,625	2600 (1600)	3860 (2378)	—
Gedrehtes Eisen (kalt gedreht aus quadratischem Eisen)	7,9 × 7,9	3,20	0,624	nicht erkennbar	4370	1,926000
Knoteneisen	9,6	3,02 } 3,37	0,724 } 0,717	2940 (2100)	4000 (2940)	1,945000
	1,31 × 0,54	0,40	0,718			1,951000
	1,31 × 0,54	3,70	0,708			1,843000
Gezahntes Eisen	8,1 × 8,1	3,37	0,665	2860 (1900)	4400 (2950)	1,824000
Gezahntes Eisen aus England	8,6 × 9,3	3,62	0,800	3190 (2560)	5140 (4130)	1,887000

Festigkeit verschieden geformter starker Eiseneinlagen.

Art der Armierung	Dimensionen der Eiseneinlagen in mm	Umfang in cm (an den Probestäben gemessen)	Querschnitt in qcm (an den Probestäben gemessen)	Streckgrenze in kg/qcm (gesamt)	Zugfestigkeit in kg/qcm (gesamt)
Quadrateisen	19 × 19	7,60	3,61	2570 (9385)	4160 (13210)
Gedrehtes Eisen	19 × 19	7,60	3,61	nicht erkennbar, wahrscheinlich nahe der Bruchgrenze	4690 (16935)
Knoteneisen	s. Zeichnung Fig. 13d	7,13 } 7,05	3,27 } 3,57	2780 (9090)	4060 (13265)
		6,97	3,87		
Gezahntes Eisen	19 × 19	7,6	3,61	3670 (13200)	6630 (26890)

Neuere, in „Stahl und Eisen“ 1914 veröffentlichte Versuche geben interessante Aufschlüsse über den Einfluß, den das Verdrehen von Rundeisen in warmem und kaltem Zustand auf die Streckgrenze hat. Folgende Ergebnisse haben sich aus den Versuchen mit drei im Eisenbetonbau oft verwendeten Rundeisen gezeigt:

Digitized by Google

Durchmesser des Rundeisens mm	Verdrehungswinkel auf 20 cm in Graden	Streckgrenze σ_S kg/qcm	Änderung durch Verwindung %	Zugfestigkeit σ_B kg/qcm	Änderung durch Verwindung %	Dehnung %	Querschnittsverminderung %	$\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ %
10,0	0 kalt	3370	—	4380	—	27,7	64,6	77
10,1	90 „	—	—	4340	—1,0	24,0	54,6	—
10,1	180 „	—	—	4260	—2,7	20,3	57,2	—
10,1	270 „	—	—	4550	+3,6	19,6	58,6	—
10,1	360 „	—	—	4620	+5,3	12,3	58,6	—
16,5	0 kalt	3180	—	3930	—	27,6	64,8	80,9
16,4	90 „	—	—	4210	+7,0	—	59,0	—
16,4	90 warm	3270	+ 2,9	4020	+2,2	22,7	55,8	81,5
16,4	180 kalt	3740	+17,7	4500	+14,5	—	55,8	83,1
16,4	180 warm	3500	+10,0	4210	+7,0	—	55,8	83,3
20,2	0 kalt	3250	—	4440	—	29,2	54,7	73,3
20,2	90 „	3680	12,9	4590	+3,3	22,9	53,3	80,3
20,2	180 „	4030	23.7	4740	+6,8	17,7	52,5	85,2
20,1	270 „	4950	52,5	5300	+19,2	11,2	48,0	93,4
20,1	260 „	4980	53,0	5520	+24,1	—	—	90,3

Man ersieht daraus, wie sehr die Festigkeit durch ein Verdrehen beeinflußt wird.

So zeigt das 10 mm-Rundeisen bei einer Verdrehung um 360° im kalten Zustand eine Zunahme von nur 5% der Zugfestigkeit. Die Dehnung nimmt aber gleichzeitig von 27,7 auf 12,3% ab. Allgemein zeigt sich, daß bei den warm und bei den kalt verdrehten Stäben sowohl die Streckgrenze als auch die Festigkeit zunehmen; die Dehnung um so mehr abnimmt, je größer der Verdrehungswinkel ist.

Diese Versuche sind eine Bestätigung der bereits vorher ausgesprochenen Ansicht, daß die Verwendung von kalt gedrehtem Material bei Eisenbeton nicht sehr zu empfehlen ist, weil die Dehnung dadurcht sehr vermindert wird.

In dieser Hinsicht sind die in Deutschland gewalzten Kahn-Eisen bemerkenswert. Das Eisen sollte auch mit höheren Festigkeiten gewalzt werden, um eine höhere zulässige Beanspruchung zu ermöglichen. Der Verfasser hat gelegentlich einer Überprüfung, um einen Vergleich mit dem gewöhnlichen Handelsrundeisen zu bekommen, Versuche an der Versuchsanstalt in Dresden ausführen lassen mit Handelsrundeisen bis zu einem Durchmesser von 25 mm (Querschnitt 4,9 qcm) und mit Kahn-Eisen, dessen Querschnitt 5,1 qcm betrug. Hierbei ergab sich für die dünneren Rundeisen von 7 bis 8 mm Durchmesser eine Streckgrenze von 2650 kg/qcm und eine Zugfestigkeit von im Mittel 4180 kg/qcm. Für die stärkeren Rundeisen von 30 mm Durchmesser eine Streckgrenze

Digitized by Google

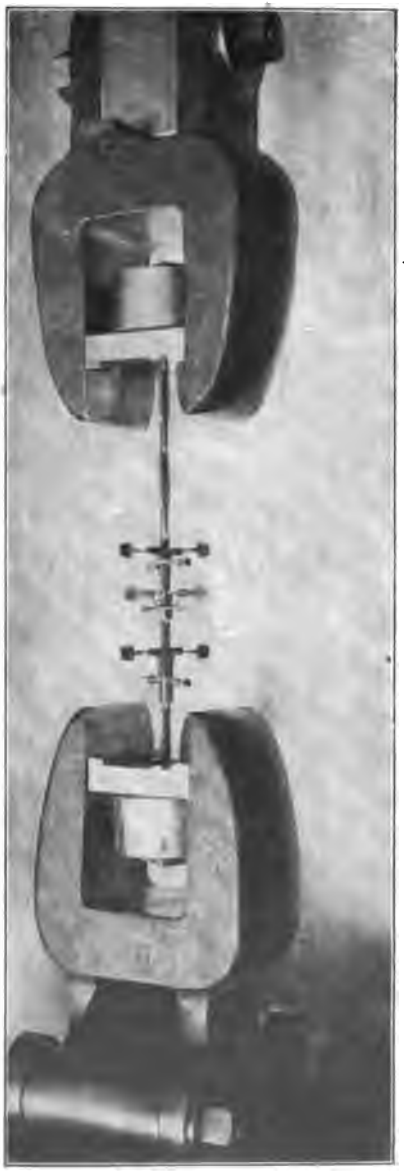


Fig. 20. Elastizitätsmessungen an Knoteneisen.

von im Mittel 2500 kg/qcm. und eine Zugfestigkeit von 3800 bis 4400 kg/qcm. Der Elastizitätsmodul betrug 2 123 000 kg/qcm und die Bruchdehnung war ungefähr 24% bei den kleineren und 30% bei den stärkeren Querschnitten. Die Versuche mit Kahn-Eisen ergaben eine Bruchdehnung von 25—29%, einen Elastizitätsmodul von 2 126 000 kg/qcm bei einer Streckgrenze von im Mittel 3300 kg/qcm und einer mittleren Zugfestigkeit von 5000 kg/qcm.

Endlich sei auf einen Versuch hingewiesen, welcher mit dem aus dem Rundeisen hervorgegangenen Knoteneisen nach meinen Angaben in Lichterfelde durchgeführt wurde. Es zeigte bei der Elastizitätsmessung verschiedenes Verhalten an der runden, flachen Stelle und an der zwischen beiden befindlichen Übergangsstelle, wie aus der Zusammenstellung auf S. 92 ersichtlich ist. Eine genaue Ermittlung der an bestimmten Stellen im Eisen auftretenden Spannungen aus den Versuchen machte es notwendig, Elastizitätsmessungen an allen drei Stellen durchzuführen, wie dies in Fig. 20 ersichtlich ist. Dieser Versuch zeigt, daß bei der Herstellung der Eisen mit unebenen Oberflächen nicht nur kleine Unterschiede in den Querschnitten, sondern auch eine Veränderung mit den elastischen Eigenschaften vor sich geht.

In den Jahren 1912/13 hat der Deutsche Beton-Verein im Materialprüfungsamt Lichterfelde Versuche mit lothringischem, schlesischem, westfälischem und hannoverschem Eisen ausführen lassen, welche aus

Digitized by Google

dem Handel in Durchmessern von 7 bis zu 40 mm angekauft wurden. Von jedem Durchmesser wurden 12 Stäbe im Zustand der Anlieferung und ausgeglüht geprüft. Eine Verschiedenheit bei diesen beiden letztgenannten Versuchen war nicht zu bemerken. Die Versuche, bei welchen Streckgrenze, Zugfestigkeit und die Bruchdehnung ermittelt wurden, zeigten nachfolgende Ergebnisse:

Ergebnisse von Elastizitäts- und Festigkeitsversuchen mit deutschem Handelsflußeisen, ausgeführt vom Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde im Jahre 1912/13.

Eisendurchmesser mm	Zugfestigkeit kg/qmm			Streckgrenze in v. H. d. Zugfestigkeit			Bruchdehnung in v. H. d. Meßlänge		
	Höchstwert	Mittel	Kleinstwert	Max. v. H.	Mittel v. H.	Min. v. H.	Max. v. H.	Mittel v. H.	Min. v. H.
7	45,5	42,2	39,0	74	71	67	33,7	26,7	21,4
10	47,5	41,2	34,5	74	70	65	34,8	28,9	26,0
15	47,5	42,2	39,5	71	67	62	31,2	29,2	26,8
20	43,5	41,0	38,5	69	66	62	33,1	29,9	24,7
25	45,5	38,5	32,5	70	63	59	33,1	29,3	25,2
30	44,0	38,8	34,5	71	64	56	31,7	28,6	17,5

Saliger hat bei seinen Versuchen über den Schubwiderstand von Eisenbetonbalken eine Anzahl von Elastizitäts- und Festigkeitsproben in dem Laboratorium der Wiener Technischen Hochschule ausführen lassen, welche hier auch angeführt werden sollen. Das Eisen war österreichisches Handelsflußeisen.

Eisendurchmesser mm	Streckgrenze in kg/qcm			Zugfestigkeit in kg/qcm			Bruchdehnung in %	Einschnürung in %
	Höchstwert	Mittel	Kleinstwert	Höchstwert	Mittel	Kleinstwert		
16	3530	3400	3240	4490	4350	4180	35	66
20	3250	3450	3050	4460	4400	4340	32	62
26	2830	2790	2730	4010	3940	3890	36	69

Aus allen gemachten Angaben geht hervor, was ja auch durch das Walzen bedingt ist, daß die Streckgrenze und die Zugfestigkeit um so größer werden, je kleiner der Durchmesser ist.

Im allgemeinen kann man sagen, daß die Eigenschaften des im Eisenbetonbau zu verwendenden Eisens von ganz anderen Gesichtspunkten zu betrachten sind wie bei Eisenkonstruktionen. Das Eisen muß leicht schweißbar und nicht zu hart sein. Beide Eigenschaften sind von dem Kohlenstoffgehalt abhängig. Da aber das Eisen bei einem Kohlenstoffgehalt von etwa 1% gerade noch schweißbar ist, und bei 1,6% seine Schweißbarkeit verliert, so ergibt sich schon daraus, daß man nur ein Eisen mit keinem zu großen Kohlenstoffgehalt ver-

Digitized by Google

wenden darf, um so mehr, als ein größerer Kohlenstoffgehalt eine größere Härte hervorruft. Es soll daher die Verwendung von allzu hartem Stahl nur in Ausnahmefällen vorkommen.

Aber auch in seinen Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften muß das Eisen anders bewertet werden, als dies bei Eisenkonstruktionen der Fall ist.

Der Zusammenhang zwischen Formänderung und Spannung besonders bei Rundstäben aus verschiedenen Eisenarten wird sehr erschöpfend und systematisch in dem Bachschen Werk „Elastizität und Festigkeit“[1]) dargestellt. Wirkt eine Kraft in der Richtung der Achse eines Eisenstabes, so erfährt er eine Dehnung und eine Querschnittsverminderung. Unter Dehnung bezeichnet man die ver-

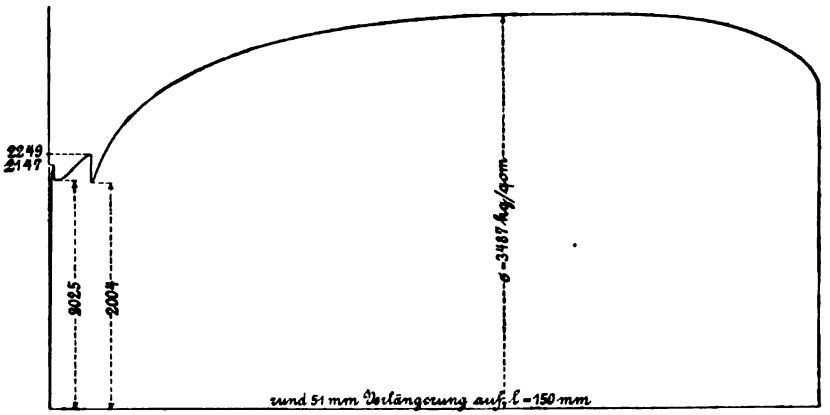


Fig. 21. Spannungsdiagramm für Rund-(Fluß-)Eisen.

hältnismäßige Längenänderung, und als Bruchdehnung wird die Verlängerung einer bestimmten Stablänge nach dem Zerreißen bezeichnet. Ähnlich wird die Verminderung des Querschnittes an der Bruchstelle, die Querschnittsverminderung oder Kontraktion genannt. Sowohl die Bruchdehnung als auch die Querschnittsverminderung werden in Hundertteilen der ursprünglichen Länge, bzw. des Querschnitts angegeben, sind also Verhältniszahlen.

Bei streng wissenschaftlichen Untersuchungen über den Verlauf der Spannungen im Beton und im Eisen wird man auch einen Unterschied zwischen Proportionalitätsgrenze und Streckgrenze machen müssen. In Fig. 21 ist ein typisches Diagramm aus den Bachschen Versuchen mit Rundstäben aus Flußeisen dargestellt.

[1]) Elastizität und Festigkeit von Dr.-Ing. C. Bach unter Mitwirkung von Prof. R. Baumann, 6. vermehrte Auflage. Julius Springer, Berlin 1911.

Digitized by Google

Man ersieht dort, daß innerhalb einer gewissen Belastung Dehnungen und Spannungen proportional sind; bei der Entlastung des Stabes sind keine bleibenden Dehnungen vorhanden. Die Spannung, bis zu welcher dies der Fall ist, nennt man Proportionalitätsgrenze.

Bei höherer Belastung stellen sich beim Zurückgehen auf die Anfangsbelastung bleibende Dehnungen ein, was auch in den Diagrammen durch eine leichte Krümmung zum Ausdrucke kommt. Von dieser Belastung wachsen die Dehnungen stark an. Die Spannung, bei welcher das starke Anwachsen der Dehnungen beginnt, wird Streck- oder Fließgrenze genannt, wenn es sich um Zug handelt. Bei Druckbelastung heißt diese Spannung Fließ- oder Quetschgrenze. Hierbei kann man eine obere und eine untere Streckgrenze unterscheiden. Erstere bezeichnet die Spannung, bei welcher das Strecken beginnt. Die untere Streckgrenze ist der kleinste Wert der Spannungen, auf welchen die Belastung während des Streckens sinkt. Innerhalb dieser Belastungen treten Fließ- oder Streckfiguren auf, welche zur Richtung der Stabachse unter etwa 45° geneigt sind.

Für die Bemessung der im Eisenbetonbau auftretenden höchsten Eisenspannungen bildet das Stadium zwischen der oberen und unteren Streckgrenze die Grundlage. Die bei der Bruchbelastung auftretende Zugfestigkeit kommt hierfür nicht in Frage, wie noch später gezeigt werden soll.

Lange Zeit hat man die zulässigen Spannungen im Eisen bei Eisenbeton von der Zugfestigkeit hergeleitet. Es sei nur daran erinnert, daß in den ersten Vorschriften für Eisenbeton die zulässige Spannung im Eisen mit 1000 kg/qcm bemessen wurde unter der Annahme, daß bei einer vierfachen Sicherheit diese Zahl etwa ein Viertel der Zugfestigkeit ist. Vielfach sind auch bei der Berechnung der Bruchspannungen von Eisenbetonbalken Eisenspannungen errechnet worden, welche die Zugfestigkeit weit überschritten, und daraus wurde auch fälschlich gefolgert, daß die zulässigen Zugspannungen im Eisen von der Zugfestigkeit hergeleitet werden müßten. Es soll noch an einer anderen Stelle gezeigt werden, daß die für das Bruchstadium errechneten hohen Spannungen auf unrichtigen Voraussetzungen aufgebaut waren.

Die Versuche von Bach haben ferner gezeigt, daß die Proportionalitätsgrenze und Fließgrenze bei weichem Stahl sich nähern. Bei einem Versuch mit einem 20 mm starken Rundstab aus Flußstahl ist die Proportionalitätsgrenze mit 4459 und die Streckgrenze mit 4777 kg/qcm ermittelt worden. Die Zugfestigkeit betrug 7236 kg/qcm, der Elastizitätsmodul 2 133 000 kg/qcm, die Bruchdehnung 19 % und die Querschnittsverminderung 43%. Die letztgenannten beiden Zahlen zeigen auch eine starke Abweichung gegenüber Flußeisen.

Digitized by Google

Nicht unerwähnt sollen auch die gleichen Versuche mit Stäben aus Chromnickelstahl bleiben. Die Bruchdehnung betrug hier 13,2 % bis 18,6%, die Querschnittsverminderungen 52,9 bis 61,7%. Die Streckgrenze betrug 6494 kg/qcm und die Zugfestigkeit 8136 kg/qcm; letztere bei einem Stab, der bei 780° C gehärtet war.

Die obere und untere Streckgrenze ermittelte Bach an einigen Flußeisenstäben mit 2465 kg/qcm, bzw. 1895 kg/qcm bei einer Zugfestigkeit von 3578 kg/qcm. Die Bruchdehnung betrug bei demselben Stab 31,9 und die Querschnittsverminderung 71%.

In neuerer Zeit wird in Deutschland der sogenannten Kaltbiegeprobe bei Rundeiseneinlagen einige Bedeutung beigemessen. Diese verlangt, daß an der Biegestelle einer Schleife (Fig. 22) bei einer bestimmten Weite auf der Außenseite keine Rißbildung entsteht, wenn das Eisen höher bewertet werden soll. Diese Forderung wird sonst nur bei Nieteisen gestellt, für welches besonders gut qualifiziertes Eisen verlangt wird. Will man die Kaltbiegeprobe als Gütemaßstab für Eiseneinlagen mit höheren Festigkeiten anwenden, so genügt es, wenn die Schleifenweite d' gleich dem Stabdurchmesser d gemacht wird, um so mehr, als man bei der Herstellung von Haken am Ende der Eiseneinlagen d' selten kleiner machen wird als d, in der Regel sogar größer.

Fig. 22.

Faßt man die Angaben zusammen, welche im Vorangehenden gemacht wurden, so geht daraus hervor, daß nicht nur die Formänderungszahlen, sondern auch die Festigkeitszahlen von der Gattung des verwendeten Eisens abhängig sind. Man ersieht aber einige gemeinschaftliche Eigenschaften, welche sowohl dem Flußeisen als auch Stahl zukommen, daß sowohl die Streckgrenze als auch die Zugfestigkeit der Eiseneinlagen bei kleineren Durchmessern größer ist als bei größeren Durchmessern. Die verhältnismäßige Bruchdehnung wird um so kleiner, je härter, je kohlenstoffhaltiger das Eisen ist. Am kleinsten wird sie bei hartem Stahl.

Die Proportionalitätsgrenze nähert sich der Streckgrenze bei weichem Stahl mehr als bei Flußeisen.

Die Streckgrenze nähert sich der Zugfestigkeit bei hartem Material, wie dies an dem Beispiel mit Chromnickelstahl und den kalt gedrehten Spiraleisen gezeigt wurde. Diese Eigenschaft mahnt bei der Verwendung dieses Materials für Eiseneinlagen zur Vorsicht.

Über die Bedeutung der Streckgrenze und über die Größe der zulässigen Spannungen im Eisen soll in einem späteren Abschnitte bei Bestimmung der zulässigen Spannungen im Beton und Eisen gesprochen werden.

Digitized by Google

III. Das Zusammenwirken von Beton und Eisen.

Über das Zusammenwirken von Beton und Eisen, die Grundlage des Eisenbetons, sind lange Zeit falsche Begriffe und ganz irrtümliche Auslegungen bekannt geworden. Eine eigene Literatur hat sich gebildet, die Frage zu klären, die doch im Grunde genommen sehr einfach ist.

Man wird beim Zusammenwirken von Beton und Eisen im Falle von reinem Eisenbeton unterscheiden müssen zwischen den Ursachen und den Wirkungen des Zusammenarbeitens.

Zu den Ursachen gehören das Haftvermögen, die elastischen Eigenschaften des Eisens, die Gleichheit der Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton und Eisen, und die Tatsache, daß das im Beton eingebettete Eisen nicht rostet.

Die Wirkungen sind verschiedener Art. In erster Linie dienen die Eiseneinlagen zur Verstärkung von Betonbauteilen, welche auf Zug oder Schub beansprucht werden. In beiden Fällen sind sie in der Lage, die Tragfähigkeit zu erhöhen und die Rißbildung zu beeinflussen, was später noch ausführlich dargelegt werden soll. Wenn die Eiseneinlagen in einem auf Zug beanspruchten Betonquerschnitt richtig angeordnet sind, so können sie eine bessere Dehnungsverteilung über die ganze Länge hervorrufen, je mehr Vorkehrungen gegen das Gleiten der Eiseneinlagen vorhanden sind. Je besser diese auf den Zugquerschnitt verteilt sind, desto mehr ist die Möglichkeit vorhanden, alle Teile des Betonquerschnittes zur Mitwirkung heranzuziehen. In diesem Falle ist es auch möglich, die sogenannten Rißlasten zu erhöhen, das sind diejenigen Belastungen, bei welchen die ersten Risse entstehen. Endlich sind gut angeordnete Eiseneinlagen in der Lage, sowohl im Falle von Zug- als auch Schubbeanspruchungen die Verlängerung und Erweiterung von bereits aufgetretenen Rissen zu verzögern.

Die Verwendung von Eiseneinlagen als Verstärkung der Druckzone der auf Biegung beanspruchten Bauteile kann, wie noch später gezeigt werden wird, nur in Ausnahmefällen als berechtigt anerkannt werden.

Endlich ist noch die Wirkung der Eisenbewährung als Umschnürung von solchen Querschnitten hervorzuheben, welche auf reinen Druck beansprucht sind. In diesem Falle beeinflussen sie nicht nur die Querdehnung und die Längenänderungen, sondern sind auch in der Lage, bei entsprechender Anordnung die Tragfähigkeit zu erhöhen.

Digitized by Google

1. Die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen.

Nach den ersten Erklärungen sollte das Zusammenwirken von Beton und Eisen auf Adhäsion beruhen, und danach wurde die „Adhäsion" oder „Haftfestigkeit" durch Herausziehen oder -drücken des Eisens aus dem Beton bestimmt. Die weitere Folgerung aus diesen Versuchen war, daß die Haftfestigkeit der Scherfestigkeit des Betons nahekommt. Wäre diese Annahme richtig, so wäre es nicht möglich, das Eisen ganz blank ohne eine anhaftende Betonschichte herauszuziehen, wie sich dies z. B. immer bei vollständig glatten Eisen zeigt.

Ein weiterer Unterschied wurde zwischen Haftfestigkeit und Gleitwiderstand gemacht, wobei der Gleitwiderstand als der nach der Überwindung der Haftfestigkeit von der Veränderlichkeit der Oberfläche abhängige Widerstand gegen das Herausziehen des Eisens bezeichnet wurde.

Es war daher allgemein üblich, die Haftkraft des Eisens am Beton durch Herausziehen eines Eisenstabes zu bestimmen, derart, daß man die Kraft unmittelbar am Eisen angreifen ließ, eine Wirkungsweise, die bei Eisenbeton gar nicht vorkommt.

Die Versuche wurden z. B. in der Stuttgarter Versuchsanstalt von Bach[1]) in der Weise ausgeführt, wie es in Fig. 23a und b ersichtlich ist. In Fig. 23a ist die Einrichtung für das Herausziehen eines Eisenstabes, in Fig. 23b die Anordnung für das Herausdrücken eines Eisenstabes aus einem Betonkörper zu ersehen. Ähnliche Einrichtungen finden sich auch u. a. bei französischen Versuchen von Feret, welcher die Haftfestigkeit und den Gleitwiderstand auf dieselbe Weise ermittelte.

Alle zu diesem Zwecke ausgeführten Versuche beschränken sich darauf, die Größe des Widerstandes zu bestimmen, der sich beim Herausziehen oder -drücken eines im Beton eingebetteten Stabes ergibt, und die daraus resultierende Kraft pro qcm Oberfläche des Eisenstabes wurde „Haftfestigkeit" und „Gleitwiderstand" genannt.

Die ersten Versuche auf diesem Gebiete rühren von Bauschinger her, welcher für die „Adhäsion" zwischen Eisen und Zementmörtel einen Wert von 40 bis 47 kg/qcm Eisenoberfläche fand. Die Art der Durchführung dieser Versuche ist nicht bekannt, und es wurde, da keine Veröffentlichung vorliegt, lange Zeit daran gezweifelt, ob Bauschinger tatsächlich diese Werte bestimmt hat. Es ist aber anzunehmen, daß die Versuche von Bauschinger in derselben Weise durchgeführt wurden, wie alle anderen diesbezüglichen Versuche, welche ebenso hohe und höhere Werte ergeben.

[1]) Bach, Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierter Eisen. Heft 22. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1905. Julius Springer.

Digitized by Google

Französische Versuche des „Services français des phares et balises" ergaben beim Herausziehen von Eisen, welche 60 cm tief in Steinblöcken mit Portlandzement eingebettet waren, für die Zugkraft im Eisen Werte, die mit der Streckgrenze zusammenfielen, und aus diesem

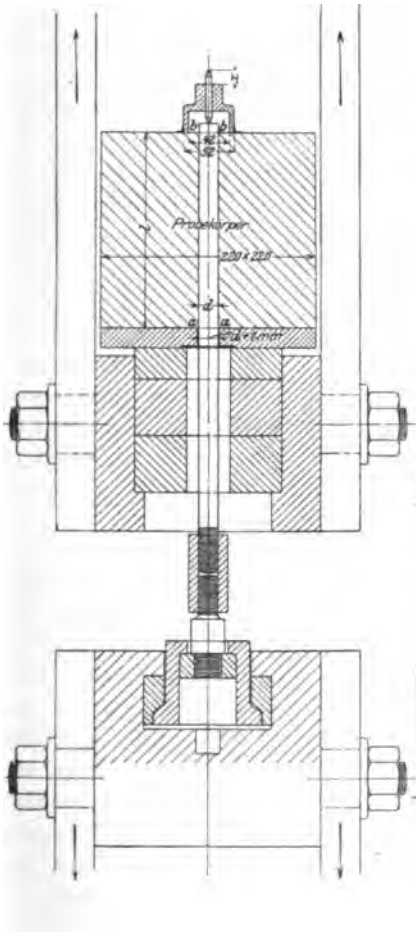


Fig. 23a. Vorrichtung zum Herausziehen eines Eisenstabes aus einem Betonkörper.

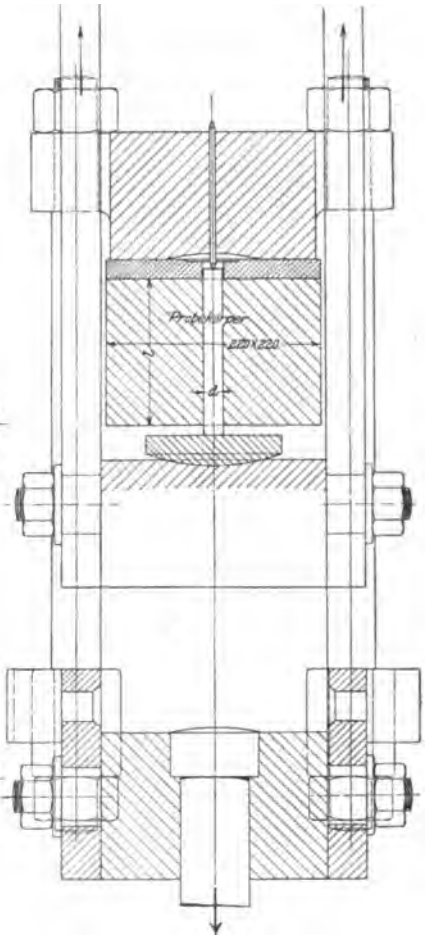


Fig. 23b. Vorrichtung zum Herausdrücken eines Eisenstabes aus einem Betonkörper.

Grunde auch unabhängig von der Beschaffenheit der Eisenoberfläche waren. Hierbei wurden Werte für die „Adhäsion" von 20—48 kg/qcm Eisenoberfläche gefunden, bei einem Alter des Betons von 4 Wochen.

Diese Werte haben aber mit der Haftkraft nichts zu tun. Sie geben einen Widerstand an, der sich auch dann ergeben würde, wenn das

Digitized by Google

Eisen nicht im Beton eingebettet, sondern in irgendeiner anderen Weise verankert wäre. Diese durch bloße Überlegung sich ergebende Schlußfolgerung ist im übrigen in neuerer Zeit durch Versuche von Saliger ganz augenscheinlich vorgeführt worden. Zur Bestimmung der Haftfestigkeit und des Hakenwiderstandes sind eine Anzahl von prismatischen Betonkörpern hergestellt worden, in welche gerade Eisenstäbe mit Haken, Splinten oder Umschnürungseisen eingelegt wurden, wie dies in den Fig. 24 a—c ersichtlich ist. Die Betonmischung war 1 : 4 und ziemlich weich. Als Eiseneinlagen wurden Rundeisen von 16, 26, 32 mm Durchmesser verwendet. Im Alter von 54 Tagen wurden die so einbetonierten Eiseneinlagen herausgezogen. Dabei ergaben sich für den Gleitwiderstand oder die sogenannte Haftfestigkeit Werte von 18 bis 45,9 kg/qcm.

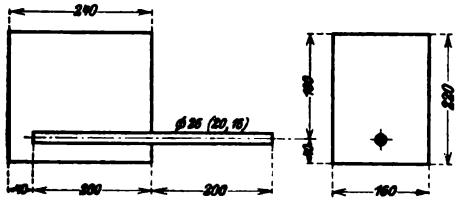


Fig. 24a.

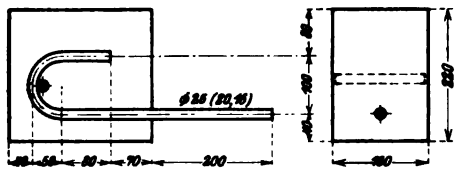


Fig. 24b.

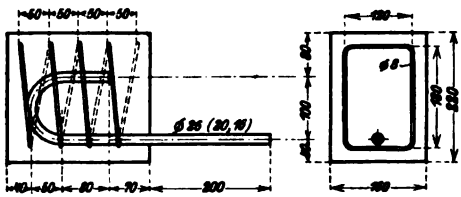


Fig. 24c.

Fig. 24 a—c. Einfluß einer Verankerung der Eiseneinlagen im Beton (nach Versuchen von Saliger).

Die größten beim Herausziehen der Eiseneinlagen aufgetretenen Zugkräfte sind in denjenigen Fällen eingetreten, wo Haken und Umschnürungen vorhanden waren. Hierbei zeigte sich, daß der Beton zerspalten bzw. zersprengt wurde. Die größten Zugkräfte der einbetonierten Längseisen, welche auf ein Überschreiten der Streckgrenzen hindeuten (sie betrugen 3970 bis 4120 kg/qcm) traten ein in demjenigen Fall, wo die Eisen mit Haken und Umschnürungen versehen waren, wie dies in Fig. 24c ersichtlich ist. Hier ist eine derart vollständige Verankerung erzielt, daß der größte Widerstand beim Herausziehen der Eisen auftritt, eine Bewegung des Eisens also nur dann möglich ist, wenn der Betonkörper zersprengt wird.

Die ersten Versuche Bachs zur Bestimmung des Gleitwiderstandes aus dem Jahre 1904 ergaben Zahlenwerte von 11—40 kg/qcm Eisenoberfläche je nach der Oberflächenbeschaffenheit und der Stärke der

Digitized by Google

Eiseneinlagen. Vorher schon hat Mörsch ähnliche Versuche durchgeführt und aus diesen Zahlenwerten die Berechtigung einer zulässigen Haftspannung von 7,5 kg/qcm Eisenoberfläche abgeleitet.

Von Interesse dürfte es auch sein, daß an der Materialprüfungsanstalt in Charlottenburg bei Einbettung von 5,7—10 mm starken Eiseneinlagen in Mörtelprismen von 5 × 5 cm Querschnitt und einer Mischung 1 : 3 in einem Alter von 4 Jahren für die Haftfestigkeit Zahlen von 3,5—21 kg/qcm ermittelt wurden.

Eine besondere Gesetzmäßigkeit für alle diese Haftfestigkeitszahlen kann aus den Versuchen nicht abgeleitet werden, trotzdem dies früher manchmal versucht wurde. Wir sehen hier, wie die einzelnen Zahlen bei verschieden alten Betonkörpern und verschiedenartigen Eiseneinlagen zwischen 3 bis zu 47 kg/qcm schwanken.

Da dieser Weg, das Zusammenwirken von Beton und Eisen zu erklären, weder einwandfrei war, noch zu irgendwelchen Resultaten führte, hat sich der Verfasser im Jahre 1905 an der Materialprüfungsanstalt in Zürich auf Grund der dort an anderen Versuchen gemachten Beobachtungen entschlossen, die Frage der Haftfähigkeit mit Hilfe von Biegeversuchen zu klären. Wenngleich diese Versuche mit einfachen Mitteln durchgeführt wurden, so zeigen sie doch schon Ergebnisse, welche durch spätere vollkommenere Versuche vollauf bestätigt wurden.

Die Grundlagen für diese Versuche bildeten die Fragen: Wie lange dauert das Haften zwischen Beton und Eisen, und welche Mittel gibt es, deren Zusammenwirken zu verbessern?

Das Zusammenwirken von Beton und Eisen beruht in der Hauptsache auf einem mechanischen Nebeneinanderwirken der beiden Stoffe, das so lange dauert, als die mechanische Verbindung anhält. Diese mechanische Verbindung kommt dadurch zustande, daß der Beton sich beim Erhärten zusammenzieht und das Eisen festklemmt, das vermöge seiner großen Elastizität und Anpassungsfähigkeit imstande ist, alle Formänderungen des Betons mitzumachen, die durch verschiedene Umstände hervorgerufen werden.

Das Haftvermögen wird beim Auftreten der ersten Risse im Beton an der Rißstelle gelockert. Die Eiseneinlagen wirken an der Rißstelle als Anker, und diese Wirkung wird so lange andauern, bis die Zugkraft im Eisen groß genug ist, das Eisen herauszuziehen.

Zur Überprüfung dieser Fragen habe ich 16 Balken von den in Fig. 25a ersichtlichen äußeren Abmessungen hergestellt. Ich begnügte mich mit je einem Versuchsbalken, da es sich ja nur darum handelte, die vorstehend ausgesprochenen Überlegungen zu überprüfen und nicht, eine Übereinstimmung von gewissen aus den Versuchen abzuleitenden Zahlenwerten zu erzielen.

Digitized by Google

In Fig. 25b sind die Anordnungen der Eiseneinlagen im Querschnitt ersichtlich.

Balken 1 war ohne Eiseneinlagen und ergab bei einer Belastung nach Fig. 25a den Bruch bei 1100 kg.

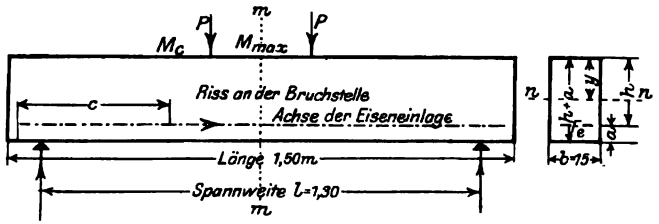


Fig. 25a.

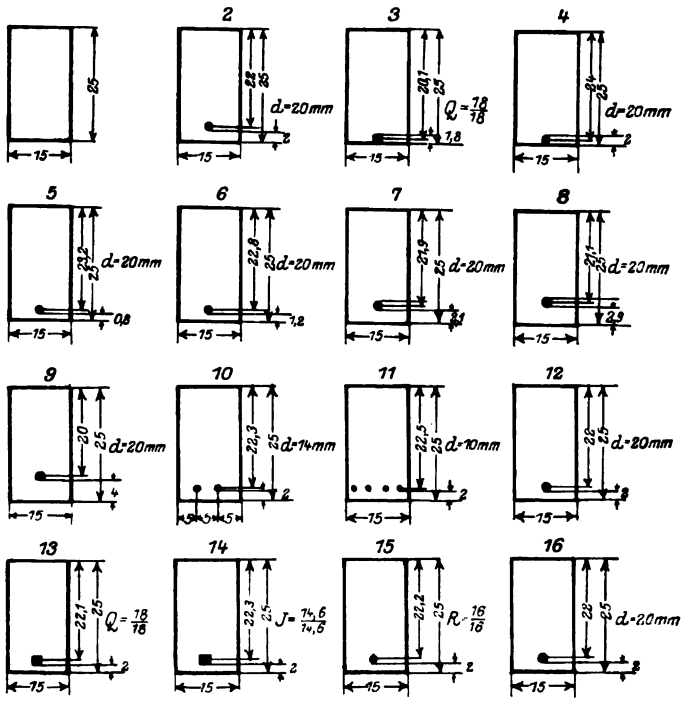


Fig. 25b.

Fig. 25 a u. b. Versuche über das Zusammenwirken von Beton und Eisen (vom Verfasser).

Balken 2 war mit einem 20 mm starken Rundeisen versehen, welches 2 cm oberhalb Unterkante eingelegt wurde. Der 2 m lange Eisenstab wurde durch vorgebohrte Löcher an der Stirnseite der Holzform durchgesteckt und nach Einbetonieren fortwährend um seine eigene

Digitized by Google

Achse gedreht, um auf diese Weise ein Anhaften des Betons zu verhindern. Dieser Vorgang wurde innerhalb der Abbindezeit öfter wiederholt als nach der Abbindezeit. Nach 14 Tagen war es nicht mehr möglich, den Stab um seine eigene Achse zu drehen, aber man konnte ihn an den Enden des Balkens bewegen, ein Beweis dafür, daß er gegen das Auflager hin ganz lose war. Trotzdem ergab sich gegenüber den nichtbewährten Betonbalken eine Erhöhung der Bruchlast auf beinahe das doppelte, auf 2050 kg. Die ersten Risse traten in der Nähe derjenigen Belastung ein, bei welcher der Balken ohne Eiseneinlagen brach.

Balken 3 war mit einem Quadrateisen bewehrt, dessen Querschnitt nahezu gleich war dem des 20 mm starken Rundeisens. Der Stab wurde in die Achse des Balkens an der tiefsten Stelle eingebettet, derart, daß er an der Unterfläche vollkommen frei lag. Die Bruchlast stieg auf 2300 kg.

Balken 4 mit einem 20 mm Rundeisen, das ebenso angeordnet war wie bei Balken 3, zeigte eine Steigerung der Bruchlast auf 3350 kg, weil im Gegensatz zu Balken 3 beinahe die ganze Eisenoberfläche vom Beton umhüllt war.

Bei Balken 5 wurden die Eiseneinlagen in einem Abstand von 0,8 cm von der Unterkante eingelegt. Hier war eine vollständige Umhüllung der Eiseneinlagen vorhanden, weshalb die Bruchlast auf 3850 kg stieg.

Balken 6 war ebenso wie Balken 5 mit dem Unterschiede, daß die Eiseneinlage etwas höher lag. Die Bruchlast stieg auf 4000 kg.

Bei Balken 7, 8 und 9 wurde die Achse der Eiseneinlagen noch mehr gegen die Nullinie verlegt, wie dies aus den Abbildungen Fig. 25 b hervorgeht. Die Bruchlasten änderten sich bei 7 und 8 gar nicht, bei 9 stieg die Bruchlast auf 5150 kg.

Der Bruch erfolgte bei allen diesen Balken auf ähnliche Weise dadurch, daß innerhalb der beiden Laststellen an Stelle der größten Momente zuerst ein Riß senkrecht zur Achse der Eiseneinlagen eintrat infolge Überwindung der Zugfestigkeit des Betons. Dadurch war aber auch die mechanische Verbindung zwischen Beton und Eisen an der Rißstelle gelockert. Je besser die Eiseneinlagen eingebettet waren, desto besser war die mechanische Verbindung, und desto höher wurde die Bruchbelastung.

Ein anderes Verhalten zeigte sich schon bei Balken 10, dessen Bewehrung aus 2 Rundeisen mit 14 mm Durchmesser und nahezu gleichem Querschnitt wie bei den 20 mm Rundeisen war. Die von Beton umhüllte Oberfläche war jedoch größer; sie betrug 8,8 cm (gegen 6,28 cm beim 20 mm Rundeisen). Die Bruchlast stieg auf 5750 kg. Der Zerstörungsvorgang war jedoch wesentlich anders als bei den früheren Balken. Die Zahl der zwischen den Laststellen auftretenden Risse

Digitized by Google

wurde größer. Es traten auch Risse außerhalb der Laststrecke auf. Die zuerst entstandenen Risse innerhalb der Laststrecke änderten sich nur wenig, sobald die äußeren Risse entstanden. Es zeigt sich auch, da der äußerste Riß nur 25 cm vom Auflager entfernt war, daß auch die Enden des Balkens im Gegensatz zu den früheren Balken zur Mitwirkung herangezogen wurden. Dies ist darauf zurückzuführen, daß durch die 2 Eiseneinlagen eine bessere Verteilung auf der Zugseite und auch eine bessere Verankerung an der ersten Rißstelle entstand, als dies bei nur einem Rundeisen der Fall war.

Ein anderes Bild zeigt sich bei Balken 11 mit 4 Rundeisen zu 10 mm, deren Querschnitt ungefähr derselbe war, wie bei den früheren Eiseneinlagen. Obgleich der Umfang hier größer geworden ist, er beträgt 12,56 cm, war die Bruchlast geringer als bei Balken 10. Sie betrug 5000 kg. Die Ursache für die geringere Bruchlast ist hier die Überwindung der Schubfestigkeit des Betons infolge der Schwächung des Betonquerschnittes, welche auch indirekt eine Lockerung der mechanischen Verbindung zwischen den Eiseneinlagen und dem Beton verursachte.

Bei Balken 12 war die Anordnung die gleiche wie bei Balken 6 mit dem Unterschiede, daß die Eiseneinlagen vor der Einbettung durch längere andauernde Lagerung im Freien vollständig von Rost überzogen wurde. Durch die verrostete Oberfläche des Eisens konnte die Bruchlast gegenüber Balken 6 auf 4250 kg gesteigert werden.

Zeigt sich schon hier der Einfluß der nicht glatten Oberfläche, so ist dieser noch ausgesprochener bei Balken 13, 14 und 15.

Bei Verwendung eines quadratischen Eisens bei Balken 13 unter sonst gleichen Abmessungen wie vorher stieg die Bruchlast auf 5510 kg wegen der größeren Oberfläche und des größeren Querschnittes der Eiseneinlagen.

Bei Balken 14 bei Verwendung eines gezahnten (Johnson-Eisens) ist die Bruchlast 5400 kg, obgleich der Eisenquerschnitt viel geringer ist, als bei den früheren Eiseneinlagen, denn er beträgt nur 14,6 $\times$ 14,6 mm (2,13 qcm). Die gezahnte Oberfläche bei den Eiseneinlagen verhindert hier eine Bewegung und damit ein frühzeitiges Herausziehen der Eiseneinlagen. Eine ähnliche Erscheinung zeigt sich bei Balken 15, bei welchem das spiralförmig gedrehte „Ransome-Eisen" als Bewehrung verwendet wurde. Auch hier war der Eisenquerschnitt kleiner wie bei dem Rundeisen. Er betrug 16 $\times$ 16 mm (fe = 2,5 qcm), und trotzdem war die Bruchlast 4500 kg, also verhältnismäßig höher als bei den Rundeisen mit größerem Querschnitt.

Alle bisher genannten Balken hatten gerade durchlaufende Eiseneinlagen ohne Abbiegungen und ohne Haken an den Enden, wie dies in Fig. 25a ersichtlich ist.

Digitized by Google

Bei Balken 16 war nur ein 20 mm-Rundeisen vorhanden, welches aber mit dem Druckgurt in der in Fig. 25c ersichtlichen Weise verankert war. Diese Verankerung konnte eine Bewegung des Eisens verhindern. Die berechneten Spannungen im Eisen betrugen 2430 kg/qcm, die höchst berechneten bei allen Versuchsbalken. Die Bruchlast stieg auf 5800 kg. Der Bruch erfolgte durch Spaltung des Betons in der Achse der Armierung. Die Verankerung mit der Druckzone (die nicht gut ist) konnte ein Herausziehen der Eiseneinlagen an den Rißstellen verhindern.

In Zusammenfassung der Versuchsergebnisse von diesen 16 Probebalken habe ich im Jahre 1905 folgende Schlüsse gezogen:

Die Bruchlast der Balken ist von der Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen abhängig. Diese Haftfähigkeit wächst, wenn die Eiseneinlagen sehr gut im Beton eingebettet sind. Sie nimmt ferner mit dem Umfang der Eiseneinlagen zu. Die Haftfähigkeit ist von der Beschaffenheit der Oberfläche abhängig. Eine bloße Verrostung verursacht eine Vergrößerung der Haftfähigkeit. Sie wird beträchtlich größer durch Unebenheit der Eisenoberfläche, welche eine Bewegung des Eisens verhindert. Das Zusammenwirken zwischen Beton und Eisen wird auch durch eine andere mechanische Verbindung verbessert, das ist durch eine Verankerung mit dem Druckgurt. Die Verankerung ist ebenso, wie dies bei den Eiseneinlagen mit nicht ebener Oberfläche der Fall ist, einer Bewegung des Eisens hinderlich.

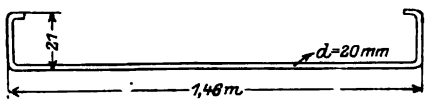


Fig. 25 c.

Ferner konnte schon aus diesen Versuchen die Abhängigkeit des Zusammenwirkens von der Zugfestigkeit des Betons abgeleitet werden. Je größer die Zugfestigkeit des Betons ist, desto später treten die Risse auf, desto länger dauert die mechanische Verbindung von Beton und Eisen an, welche, wie aus den Versuchen gezeigt wurde, an der ersten Rißstelle gelockert wird.

Wenn man daher auch bei Berechnung von Eisenbetonbauten auf die Mitwirkung der Zugspannungen im Beton verzichtet, so geht schon aus dem eben Angeführten hervor, daß zu den Grundbedingungen als erhöhte Tragsicherheit von Eisenbeton eine möglichst hohe Zugfestigkeit des Betons gehört.

Schließlich wäre noch hervorzuheben, daß die Versuche auch gezeigt haben, daß bei sonst gleichem Eisenquerschnitt die Verwendung mehrerer schwächerer Eisen vorzuziehen ist, weil dadurch nicht nur eine größere Oberfläche, sondern auch eine bessere Mitwirkung auf der ganzen Zugzone des Betons erzielt wird. Die Verteilung dieser Eiseneinlagen wird aber durch die Schubfestigkeit des

Digitized by Google

Betons begrenzt sein; sie soll jedoch den Betonquerschnitt nicht zu sehr schwächen.

Die für die Praxis wichtige Folgerung, welche ich aus diesen Versuchen gezogen habe, läßt sich kurz wie folgt zusammenfassen:

Wenn es eine „Adhäsion" oder eine Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen gäbe, so müßte sie von einer Verankerung irgendwelcher Art unabhängig sein, ob nun die Verankerung durch Unebenheit der Oberfläche oder durch Abbiegen der Eiseneinlagen erzielt wird. Die Versuche zeigen im Gegenteil, daß das Zusammenwirken von Beton und Eisen in der Hauptsache ein mechanisches Nebeneinanderwirken ist.

In der Praxis ist folgende Berechnungsmethode für die sogenannten Haftspannungen üblich gewesen und ist es noch heute zum großen Teil. Man nimmt an, daß die in der Höhe der Eiseneinlagen wirkende Schubspannung des Betons auf den Eisenumfang übertragen wird.

Nach dem schon bisher Gesagten ist es klar, daß zwischen Schubspannung des Betons und dem Haftvermögen keinerlei Zusammenhang besteht. Bis zu einem gewissen Grade berechtigt wäre die Berechnung der Haftfähigkeit aus der Zugkraft im Eisen, um einen Ausdruck zu erhalten, welcher die Veränderlichkeit der Haftkraft darstellt. Bezeichnet man die Zugkraft im Eisen mit Z (s. Fig. 25a), welche ein Herausziehen des Eisens auf die Länge c bewirkt, ist ferner der Umfang der Eiseneinlagen u, so ergibt sich die Beziehung

$$Z = c\,u \cdot H\,,$$

sonach ist H die für einen qcm Eisenoberfläche entfallende Haftkraft

$$H = \frac{Z}{c\,u}\,.$$

Da nun Z je nach der Belastung bestimmt werden kann, ferner u gegeben ist, und c die Länge der eingebetteten Eiseneinlage ist, gemessen bis zur Rißstelle, welche zum Bruch führt, so läßt sich H berechnen. Diese Größe gibt uns die durchschnittliche Haftkraft pro qcm Eisenoberfläche, aber nur in demjenigen Fall, wo die Eiseneinlage ohne irgendwelche Verankerung an den Enden eingebettet ist.

Führt man diese Berechnung bei den 16 Versuchsbalken durch, so ergeben sich beim Bruch für H Werte, die zwischen 11 und 20 kg/qcm schwanken. Ähnliche Schwankungen, wie sie sich bei den Versuchen gezeigt haben, wo die Haftkraft durch Herausziehen oder -Drücken des Eisens aus Beton ermittelt wurden, und daraus geht ebenso hervor, daß die Angabe von bestimmten Zahlen für die sogenannte Haftfestigkeit keine Berechtigung hat.

Digitized by Google

Daß alle diese schon im Jahre 1905 von mir gemachten Schlußfolgerungen durch die später folgenden zahlreichen Versuche bestätigt wurden, soll noch im folgenden gezeigt werden.

Gelegentlich verschiedener Versuche für die Akt.-Ges. für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. habe ich auch in der Frage des Zusammenwirkens einige Ergänzungen zu den Züricher Versuchen ausführen lassen, welche einerseits zeigen, daß eine direkte Berührung, ein Festklemmen der Eiseneinlagen notwendig ist, andererseits den Wert der unebenen Oberfläche noch veranschaulichen sollten.

Bei diesen Versuchen wurden Balken von 20×30 cm Querschnitt und einer Länge von 2,16 m verwendet. Die Eiseneinlagen waren gerade durchlaufend ohne irgendwelche Verankerung, ohne Haken und ohne Abbiegungen. Die Belastung wurde symmetrisch zur Mitte in der gegenseitigen Entfernung von 1 m angeordnet, bei einer Spannweite der Balken von 2 m.

Es wurden Balken hergestellt mit Eiseneinlagen, welche ebenso, wie die früher genannten, an den Enden nicht abgebogen waren. Bei einem Balken war die Eiseneinlage mit dünnem Pauspapier umwickelt worden, welches vorher naß gemacht wurde, so daß beim Austrocknen eine nahezu glatte Oberfläche entstand. Bei anderen Balken wurden die Eiseneinlagen entweder mit Öl getränkt oder vollkommen blank und glatt abgeschmirgelt. Diese Versuche zeigten, daß bei Verwendung von Eisen mit Walzhaut, wie es im Handel verkauft wird, die Bruchlast 6646—6844 kg betrug, während die blankgeschmirgelten und mit Öl getränkten Balken Bruchlasten von 6070 bzw. 6014 kg aufwiesen. Das bedeutet eine Abnahme der Bruchlast um etwa 10%.

Die Bruchlast bei Verwendung der mit Papier umwickelten Eiseneinlagen betrug 2100 kg, im Mittel weniger als die Belastung, unter welcher bei den anderen Balken die ersten Risse auftraten. Der letztgenannte Versuch zeigt, daß bei nicht voller Berührung zwischen Eisen und Beton nur eine Schwächung des Betonquerschnittes erzielt wird. Von einem Zusammenwirken oder Nebeneinanderwirken der beiden Materialien kann dann nicht die Rede sein. Auf der anderen Seite zeigt sich abermals der Einfluß der nicht ebenen Oberfläche der Eiseneinlagen, da durch bloßes Abschmirgeln der Eiseneinlagen eine nennenswerte Verminderung der Tragfähigkeit herbeigeführt wurde.

Bei Verwendung von stark verrosteten Eiseneinlagen ergab sich eine mittlere Bruchlast von 7596 kg, um etwa 15% mehr als bei den gewöhnlichen Handelsflußeisen. Hierbei soll aber besonders hervorgehoben werden, daß alle diese Eiseneinlagen keine wie immer geartete Verankerung aufweisen, daß also nur das Überschreiten der Haftfähigkeit die Ursache des Bruches ist.

Digitized by Google

Daß das natürliche Haftvermögen oder das Anhaften im Sinne von Kleben gegenüber den mechanischen Einflüssen nur von geringem Einfluß ist, zeigen Versuche von Preuß, welche in der Zeitschrift „Armierter Beton" im Jahre 1909 veröffentlicht wurden.

In einem Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge wurden eiserne Siederohre von 37 mm ä. D. einbetoniert. Der Beton war erdfeucht gestampft in einem Mischungsverhältnis 1 : 3 : 3. Die Würfel wurden bis zu ihrer Prüfung nach 28 Tagen entweder unter feuchtem Sand oder Wasser aufbewahrt. Bei 2 Versuchskörpern wurden die Rohre im Anlieferungszustand eingebettet. Bei 2 anderen Versuchskörpern wurden in die Rohre 4 axiale Längsschlitze eingesägt, wie dies in Fig. 26 ersichtlich ist. Dadurch sollte ein Federn der einzelnen Rohrquadranten und ein Reibungswiderstand beim Herausziehen der Rohre verhindert werden. Damit aber die einzelnen Teile des geschlitzten Rohres während des Abbindens den Beton berührten, wurde an das untere Ende des Rohres im Innern ein gut passender Eisendorn von 10 cm Länge eingesetzt; in dem anderen Teil des Rohrinnern saß ein gut passender Holzdorn. Vor dem Versuche wurde dieser Dorn vorsichtig entfernt. Die 2 mm breiten Schlitze, welche mit einer plastischen Masse ausgeschmiert waren, wurden vor dem Versuche mit Haken herausgekratzt.

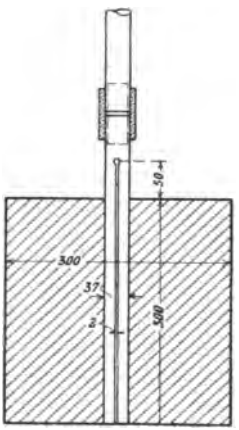


Fig. 26.

Die Versuche zeigten, daß die zum Herausziehen der ungeschlitzten Rohre notwendige Kraft 5800 bis 6342 kg betrug, je nachdem der Betonkörper im Wasser oder an der Luft gelagert war. Dem entspricht eine Haftkraft pro Oberfläche von 16,7 bzw. 18,2 kg/qcm.

Die Versuche mit geschlitzten Rohren bei den an der Luft gelagerten Betonkörpern ergaben eine Haftkraft von 0,99—1,19 kg/qcm Eisenoberfläche.

Bei den gleichen Versuchen wurde auch die gegenseitige Verschiebung zwischen Beton und Eisen durch ein mit einer Lupe versehenem Mikrometer bis auf $^1/_{100}$ mm genau gemessen. Hierbei zeigte sich, daß die Trennung der geschlitzten Rohre vom Beton ganz plötzlich erfolgte, ohne daß vorher die geringste Verschiebung gemessen werden konnte. Bei den ungeschlitzten Rohren hingegen trat schon bei einer Belastung von 360 kg (etwa $^1/_{18}$ der Höchstbelastung) eine Verschiebung von 0,47 mm ein, welche vor der Höchstbelastung zwischen 1 und 4 mm betrug. Gerade dieser letzte Versuch zeigt, daß das natürliche Anhaften im Ver-

Digitized by Google

gleich zu dem Einfluß der durch feste Umklammerung des Rohres erzielten mechanischen Verbindung nur sehr gering ist.

Im Jahre 1906 wurden an der Stuttgarter Versuchsanstalt Biegeversuche zur Ermittlung des Gleitwiderstandes durchgeführt, über welche Bach in Heft 39 der „Forscherarbeiten" des V. D. I. berichtet. Diese im Jahre 1907 erschienene Veröffentlichung zeigt, daß nunmehr der veraltete Weg zur Ermittlung von Haftfestigkeit und Gleitwiderstand verlassen wurde, und daß man die Frage der Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen mit Hilfe von Biegeversuchen zu klären trachtete.

Die wertvollen Versuche zeichnen sich besonders dadurch aus, daß das Gleiten der Eisen durch genaue Messungen festgestellt werden konnte. Die Versuche wurden an Balken von 2 m Spannweite bei einer Höhe von 30 cm durchgeführt. Die Breite der Balken sowohl, als auch die Stärke

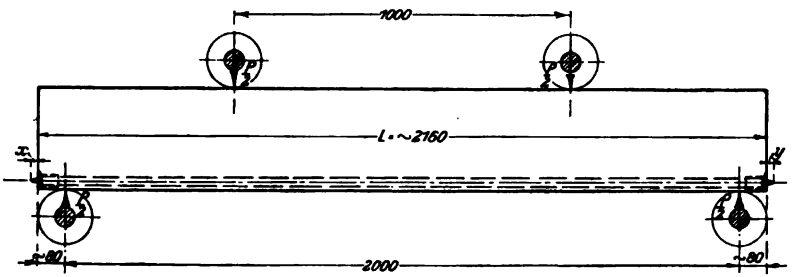


Fig. 27a.

der Eiseneinlagen war verschieden. Ein typisches Beispiel für diese Versuchsbalken ist in Fig. 27a ersichtlich. In Fig. 27b und c sind die Einrichtungen dargestellt, welche Bach verwendete, um das Gleiten der Eiseneinlagen zu messen. In Fig. 27b ist gezeigt, daß bei den stärkeren Eiseneinlagen ein Stift n eingeschraubt ist, während bei den dünneren Eiseneinlagen, wie dies in Fig. 27c dargestellt ist, dieser Stift angedreht wurde. Der Stift durchdringt eine Platte m, welche kurz vor der Untersuchung durch Klebewachs an den Balken befestigt wurde (Fig. 27d). Die Bewegung des Stiftes wurde mittels einer Mikrometerschraube, deren Steigung 0,5 mm betrug, gemessen, so daß die Bewegungen des Eisens an der Stirnseite des Balkens bis auf 0,005 mm genau verfolgt werden konnten.

Für den in Fig. 27a dargestellten Balken traten bei einer Belastung $P = 5250$ kg die ersten Risse an der Unterfläche zwischen den Belastungsstellen ein, entsprechend den dort auftretenden größten Biegungsmomenten.

Die erste Verschiebung der Eiseneinlagen wurde bei einer Belastung $P = 8750$ kg in der Größe von 0,015 mm gemessen. Unter der Belastung

Digitized by Google

$P = 9000$ kg trat ein vollständiges Gleiten der Eiseneinlage auf beiden Seiten ein. Damit war auch die Tragfähigkeit erschöpft.

Die Berechnung der Haftkraft oder des Gleitwiderstandes ergab für alle bei diesen Versuchen verwendeten Balken Werte zwischen 9,5 kg/qcm und 23,3 kg/qcm.

Der Einfluß des Alters des Betons ist recht erheblich, ebenso der Einfluß der Oberfläche der Eiseneinlagen. Es ergibt sich im Alter von 6 Monaten eine Zunahme des Gleitwiderstandes um rund 50 v. H. gegenüber dem 50 Tage alten Beton. Ähnlich verhält es sich bei Verwendung von Eisen mit Walzhaut, also rauher Oberfläche, gegenüber den ganz glatten Eiseneinlagen.

Eine Fortsetzung dieser Versuche ist in Heft 72—74 der Forscherarbeiten des V. D. I. von Bach und Graf veröffentlicht, wobei der

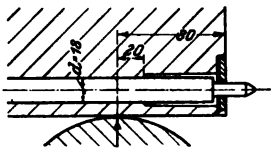


Fig. 27 b.

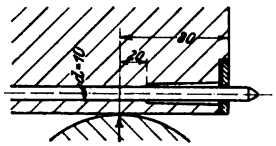


Fig. 27 c.

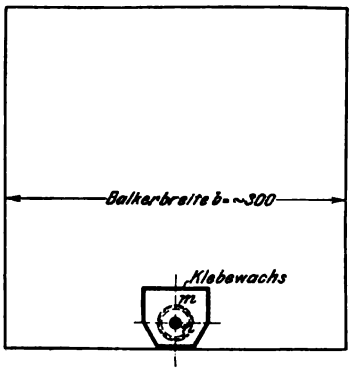


Fig. 27 d.

Einfluß des Wasserzusatzes, der Mischbestandteile und des Mischungsverhältnisses, des Alters des Betons, ferner der Einfluß der Lagerung, auch der Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit und der Querschnittsform der einbetonierten Eiseneinlagen untersucht werden sollten.

Diese Versuche zeigten, daß der Gleitwiderstand oder das Haftvermögen mit Zunahme des Wasserzusatzes abnimmt, und zwar beträgt diese Abnahme, wenn der Gleitwiderstand für einen Wasserzusatz von 6,8% mit 100 bezeichnet wird, bei 7,8% 13 v. H., bei 9% 20 v. H., und bei 10% Wasserzusatz beträgt die Abnahme des Gleitwiderstandes 17 v. H. Das ist auch erklärlich, wenn man bedenkt, daß einem größeren Wasserzusatz eine geringere Zugfestigkeit des Betons entspricht, und mit dieser auch das Haftvermögen verringert wird.

Der Einfluß der verschiedenen Mischbestandteile des Betons konnte durch diese Versuche auch festgestellt werden. Es zeigt sich ein ähnlicher Einfluß wie auf die Zug- und Druckfestigkeit des Betons,

Digitized by Google

von denen ja auch der Gleitwiderstand abhängig ist. Aus demselben Grunde ist auch ein Einfluß des Mischungsverhältnisses auf die Größe des Haftvermögens zu bemerken. Je fetter die Mischung, je größer der Zementgehalt ist, desto größer wird die Zug- und Druckfestigkeit des Betons; einer größeren Zugfestigkeit entspricht auch ein besseres Haftvermögen, und der Gleitwiderstand wird größer. So hat Bach für 3 verschiedene Mischungen von Zement, Rheinsand und Rheinkies folgende Werte ermitteln können:

Bei der Mischung 1 Teil Zement, 3 Teile Sand und 4 Teile Rheinkies beträgt das Verhältnis des Zementgewichtes zu dem Gewicht von Sand und Kies 0,124, für die Mischung 1 : 2 : 3 0,174 und für die Mischung 1 : 1,5 : 2 0,248. Dem entsprechen Zugfestigkeiten von 13,9, 19,0 und 23,2 bei einem Wasserzusatz von 7,5%. Die größten ermittelten Gleitwiderstände wurden unter denselben Bedingungen mit 17,5, 21,7 und 32,9 kg/qcm ermittelt.

Deutlich ausgesprochen ist aus diesen Zahlen ein Zusammenhang zwischen dem Gleitwiderstand und der Güte bzw. der Zugfestigkeit des Betons. Ebenso deutlich zeigt sich aber die Veränderlichkeit des Gleitwiderstandes unter denselben Verhältnissen. Auch hier sehen wir, daß zwischen der mageren und der fetten Mischung bei Verwendung desselben Materials und desselben Wasserzusatzes der Gleitwiderstand zwischen 17,5 und 32,9 schwankt.

Um den Einfluß des Alters festzustellen, sind Versuche mit 28 und 45 Tage und 6 Monate alten Betonkörpern ausgeführt worden. Unter sonst gleichen Verhältnissen beträgt der Gleitwiderstand nach 28 Tagen 19,6, nach 45 Tagen 21,7 und nach 6 Monaten 27,7 kg/qcm. Dem entspricht eine Zunahme nach 35 Tagen von 11%, nach 6 Monaten von beinahe 40% des Gleitwiderstandes nach 28 Tagen.

Bei den von mir ausgeführten Frankfurter Versuchen zeigt sich auch der Einfluß der zunehmenden Erhärtung des Betons auf das Haften. Unter sonst gleichen Verhältnissen ergab sich im Alter von 5 Tagen eine Bruchlast von 2785 kg, im Alter von 9 Tagen 3670 kg und nach 6 Wochen 6700 kg im Mittel. Man ersieht aus diesen Werten, daß die Haftfähigkeit von Beton und Eisen mit zunehmender Erhärtung, oder was dasselbe ist, mit zunehmendem Alter, größer wird.

Der Einfluß des Alters ist deshalb von besonderer Bedeutung, weil er zeigt, daß die durch das Zusammenziehen des Betons beim Erhärten eintretende Klemmwirkung eine sehr wichtige Rolle spielt, weil dadurch auch der Widerstand gegen eine Bewegung des Eisens vergrößert wird.

Über den Einfluß der Lagerung geben die Stuttgarter Versuche einige Aufklärungen. Ein Teil der Versuchskörper wurde die ersten 7 Tage feucht gehalten und die folgende Zeit an der Luft gelagert.

Digitized by Google

Ferner wurden 2 Versuchsreihen derart angeordnet, daß die Körper 38 Tage feucht und die folgenden 7 Tage an der Luft gelagert wurden.

Fig. 28. Einfluß unebener Eiseneinlagen auf das Haftvermögen.

Ein ausgesprochener Einfluß dieser beiden Arten der Lagerung auf den Gleitwiderstand konnte nicht festgestellt werden.

Bei den 6 Monate alten Probekörpern zeigt sich bei Luftlagerung ein geringerer Gleitwiderstand, als bei feuchter Lagerung, was darauf hindeuten würde, daß die Klemmwirkung beim Erhärten der feucht gelagerten Betonkörper nicht, wie dies z. B. von Richard Müller und Kleinlogel angenommen wurde, geringer wird.

Daß die Klemmwirkung bei Wasserlagerung größer wird, daß also die Möglichkeit einer Verschiebung zwischen Beton und Eisen geringer wird, haben auch die vorher erwähnten Versuche von Preuß gezeigt. Während bei Luftlagerung bei einer Belastung von 360 kg eine Verschiebung von 0,47 mm gemessen wurde, welche bei der Höchstbelastung zwischen 1 und 4 mm betrug, konnte die erste Verschiebung bei den in Wasser gelagerten Körpern mit 0,03 mm erst bei einer Belastung von 950 kg festgestellt werden, welche bei der Höchstbelastung 1 mm betrug.

Digitized by Google

Endlich zeigen die Stuttgarter Versuche den Einfluß der Querschnittsform und der Oberflächengestaltung der einbetonierten Eisen. Sie zeigen u. a. folgende beachtenswerte Ergebnisse:

Der Gleitwiderstand von Flacheisen ist geringer als von Rundeisen, für flach liegendes ist er kleiner als für hochkant liegendes Flacheisen. Ferner zeigen alle verwendeten Profileisen, z. B. T-Eisen und I-Eisen, einen geringeren Gleitwiderstand als Rundeisen. Schließlich wurde der Gleitwiderstand für die Eiseneinlagen mit nicht ebenen Oberflächen bedeutend größer wie bei den glatten Eiseneinlagen ermittelt. Letzteres ist, wie schon erwähnt, darauf zurückzuführen, daß bei der Bewegung der Eiseneinlagen ein Hindernis entgegentritt und die Bewegung erst dann eintreten kann, wenn der Schubwiderstand des Betons überwunden wird.

Ein charakteristisches Bild aus den Bachschen Versuchen ist in Fig. 28 ersichtlich, wo das sog. amerikanische Cup-Eisen verwendet wurde. Das charakteristische Bruchbild zeigt nicht nur die vollkommene Lockerung der Eiseneinlagen, sondern auch die in den Vertiefungen neben den einzelnen Vorsprüngen zurückgebliebenen Betonteile, eine Erscheinung, die bei Eiseneinlagen mit glatter Oberfläche nicht beobachtet werden kann.

Die angeführten Versuche würden vollauf genügen, um zu beweisen, auf welche Ursachen das Zusammenwirken von Beton und Eisen zurückzuführen ist, und welche Mittel anzuwenden sind, um das Haftvermögen zu erhöhen. Man ersieht ja aus dem Angeführten auch, daß für das Haftvermögen, ob man nun von Haftfestigkeit, Haftfähigkeit oder Gleitwiderstand spricht, sich feste Zahlen nicht angeben lassen.

Bei den Stuttgarter Versuchen wurde der Gleitwiderstand am Balkenende gemessen, entsprechend der zur Zeit der Versuchsausführung herrschenden Anschauung, daß die Gleitwiderstände oder Haftfestigkeiten aus der größten Schubspannung im Beton abzuleiten sind, das ist an der Stelle der größten Querkräfte, also am Auflager.

Nun ist schon früher darauf hingewiesen worden, daß das Haftvermögen von Beton am Eisen keinen Zusammenhang mit der Schubspannung hat und von dieser im allgemeinen auch nicht abhängig ist.

Preuß hat an der Materialprüfungsanstalt in Darmstadt Versuche ausgeführt (Armierter Beton 1910), um zu untersuchen, ob an der Stelle der größten Biegungsmomente, wo bei der Belastungsanordnung der Versuche die größten Zugspannungen im Beton eintreten, nicht schon früher ein Gleiten beobachtet werden kann. Die allgemeine Versuchsanordnung ist in Fig. 29a ersichtlich. Das Gleiten der Eiseneinlagen wurde an den mit 1, 2, 3 und 4 bezeichneten Stellen gemessen. Die Mischung des Betons betrug 1 Teil Zement, 3 Teile Rheinsand, 3 Teile

Digitized by Google

Rheinkies. Der Wasserzusatz war 6,8% der Trockenmischung, so daß man erdfeuchten Beton erhielt. 21 Tage lagerten die Balken unter feuchtem Sand und bis zu einem Alter von 42 Tagen an der Luft. Die Messung der Verschiebung zwischen Beton und Eisen erfolgte in der in Fig. 29b ersichtlichen Weise mit Hilfe Martensscher Spiegelapparate. Die Ablesung der Bewegungen konnte auf $^1/_{1000}$ mm angegeben werden. Gleichzeitig wurde auch, ähnlich wie dies Bach getan hat, mit Hilfe von Mikrometerschrauben die Verschiebung der Eiseneinlagen an den Stirnflächen der Balken gemessen. Die Messung dieser Bewegungen mit Hilfe von Spiegelapparaten erscheint nicht ganz einwandfrei, wenn man bedenkt, daß eine sichere Lagerung der Spiegelschneiden bei Beton sehr schwierig sein wird. Ein Vergleich der von Preuß durchgeführten Messungen am Ende der Balken mit Hilfe der Spiegelapparate und der Mikrometerschrauben zeigte aber eine ziemlich gute Übereinstimmung.

Aus diesen Messungen konnte Preuß feststellen, daß schon bei

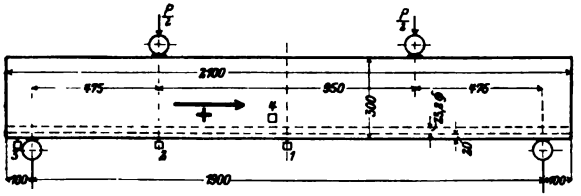


Fig. 29a.

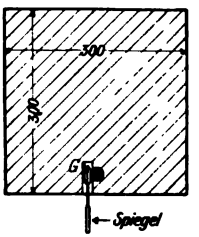


Fig. 29b.

Fig. 29a und b. Ermittlung der Haftfähigkeit (nach Versuchen von Preuß).

sehr geringen Belastungen eine Bewegung der Eiseneinlagen eintritt, noch bevor ein Riß ermittelt wurde. Er konnte ferner feststellen, daß bei Belastung des Balkens eine Bewegung im positiven Sinne (s. Fig. 29a) eintrat und bei der darauffolgenden Entlastung eine dieser entgegengesetzten Bewegung gemessen wurde, was jedenfalls auf eine Lockerung der Haftung zurückzuführen ist. Ferner zeigten die Versuche, daß die Verschiebung in der Balkenmitte größer war als an der Balkenstirnfläche. Durch diese Messungen ist also in der Tat bewiesen worden, daß die erste Bewegung des Eisens an der Stelle der größten Biegungsmomente entsprechend den dort auftretenden größten Zugkräften im Eisen auftrat. Für eine Belastung von 2 Tonnen, bei welcher die erste Verschiebung des Eisens gemessen wurde, wurde der Gleitwiderstand mit 5,6 kg/qcm berechnet, was noch besonders hervorgehoben werden soll.

Schließlich sollen noch Versuche der Dresdener Versuchsanstalt aus dem Jahre 1908 erwähnt werden, welche in Heft 7 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von Scheit und Wawrzi-

Digitized by Google

niok besprochen sind. Die Versuchskörper sind ähnlich wie die vorher erwähnten Stuttgarter Versuchskörper. Die Spannweite beträgt 2 m und der Querschnitt 20 × 30 cm (s. Fig. 30a). Die gerade durchlaufenden 16 mm Rundeisen stehen 15,5 cm am Balkenende heraus zur Anbringung der Meßapparate, welche das Gleiten der Eiseneinlagen bestimmen sollen. In Fig. 30b ist die Einrichtung abgebildet, welche in folgendem besteht:

Über das Stabende sind 2 ineinandergreifende Hülsen geschoben. Die innere Hülse ist am äußeren Ende des Stabes mittels Klemmschrauben befestigt. Die äußere Hülse stützt sich mittels Stellschraube an die Stirnfläche des Balkens. Zwischen beiden Hülsen ist eine Spiralfeder angeordnet, die die äußere Hülse gegen die Stirnfläche des Balkens drückt, so daß die Stellschrauben dort anliegen. Eine Meßschiene stützt sich mit der Schneide gegen den Kopf der inneren Hülse, während am anderen Ende der Schiene das Schneideprisma eingesetzt wird, das den Zeiger trägt. Eine Verschiebung der Eiseneinlage äußert sich in einer Verschiebung der beiden Hülsen und damit in einer Drehung des Zeigers. Die Messungen konnten bis $^1/_{200}$ mm genau durchgeführt werden.

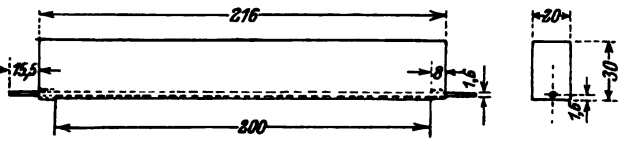


Fig. 30 a.

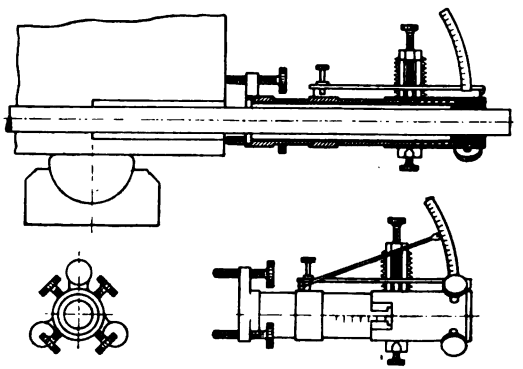


Fig. 30 b.

Fig. 30a und b. Ermittlung des Gleitwiderstandes (nach Versuchen von Scheit-Wawrziniok).

Die Belastungsanordnung ist hier verschieden von den Bachschen Versuchen. Es wurden Belastungen mit 2 Einzellasten, ferner mit gleichförmig verteilter Belastung und außerdem auch eine stoßweis wirkende Belastung angewendet. Die Betonmischung war im Verhältnis 1 Teil Zement zu 4 Teilen Kies.

Die Ergebnisse für die stoßfrei wirkende Belastung zeigen, daß der berechnete Gleitwiderstand im Falle von Einzellasten 5,7 bis 7,3, bei gleichmäßig verteilter Belastung 8,4 bis 10 kg/qcm ist. Das ist derjenige Widerstand, der sich bei den Versuchen beim Beginn des Gleitens einstellt. Beim lebhaften Fortschreiten des Gleitens steigen

Digitized by Google

die Zahlen unwesentlich. Auch hier wurde das erste Gleiten noch vor dem Auftreten der ersten Risse ermittelt.

Die stoßweise Belastung durch wiederholte Schlagwirkungen zeigt, was ja auch erklärlich ist, eine Verminderung des Gleitwiderstandes.

Die Stuttgarter Versuche zeigen erheblich größere Werte für die Gleitwiderstände, als die Darmstädter und die Dresdener Versuche. Der wesentliche Grund ist in der Verschiedenheit der Meßvorrichtungen zu suchen.

Jedenfalls geht aus allen Versuchen klar hervor, daß die Bewegung oder das Gleiten der im Beton eingebetteten Eiseneinlagen, welche ohne Haken oder Abbiegung sind, schon bei verhältnismäßig geringen Belastungen beginnt. Sie zeigen ferner gemeinschaftlich, daß der Widerstand gegen das Herausziehen der Eiseneinlagen an der Rißstelle, ausgedrückt in Kilogramm/Quadratzentimeter der Eisenoberfläche, welche von der Rißstelle bis zum Auflager gemessen wird, sehr verschieden ist, und daß die hierfür angegebenen Zahlen zwischen sehr weiten Grenzen schwanken.

Sie zeigen ferner (besonders die Preußschen Versuche), daß die Lockerung des Haftvermögens nicht an der Stelle der größten Schubspannungen in der Nähe der Auflager, sondern an der Stelle der größten Biegungsmomente auftritt.

Faßt man die Versuchsergebnisse[1]) und die vorher angeführten Äußerungen zusammen, so wird man als Haftfähigkeit des Eisens die Dauer des Zusammenwirkens mit Beton bezeichnen können, aber nur für den Fall, daß die Eiseneinlagen ohne Haken und ohne jede Abbiegung sind. Die natürliche Haftfähigkeit in dem Sinne von Kleben ist verhältnismäßig gering. Das Zusammenwirken ist um so besser, je besser die mechanische Verbindung von Beton und Eisen ist, welche dadurch zustandekommt, daß der Beton beim Erhärten sich zusammenzieht und das Eisen festklemmt. Es wird um so besser, je unebener die Oberfläche der Eiseneinlagen ist.

Hierzu wäre noch folgendes zu bemerken:

Es ist einwandfrei festgestellt, daß bei Luftlagerung ein Klemmen der Eiseneinlage durch Zusammenziehen des Betons entsteht. Bei Wasserlagerung dehnt sich der Beton bekanntlich aus. Wenn die Ausdehnung wie z. B. durch Erwärmung eines metallischen Körpers gleichmäßig erfolgen würde, so müßte sich ein Betonquerschnitt nach außen hin ausdehnen und eine Lockerung zwischen Beton und Eisen ein-

[1]) Eine sehr beachtenswerte Zusammenfassung der Versuche zur Klärung des Zusammenwirkens von Beton und Eisen enthält die Doktorarbeit von Kleinlogel „Über das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton". Verlag von Julius Springer, Berlin 1911.

Digitized by Google

treten. Nun haben die Versuche von Preuß, wie auf S. 114 erwähnt wurde, gezeigt, daß die Verschiebung zwischen Eisen und Beton bei Wasserlagerung weit geringer ist, als bei Luft gelagertem Beton. Auch die Bachschen Versuche zeigen eine kleine Vergrößerung des Gleitwiderstandes bei feucht gelagerten Körpern. Es ist sonach anzunehmen, daß die Klemmwirkung bei Wasserlagerung des Betons, soweit aus diesen Versuchen geschlossen werden kann, eine bedeutend bessere ist, als bei Luft gelagertem Beton. Die Gründe sind allerdings durch Versuche bisher noch nicht genügend klargestellt.

Schließlich geht aus allen angeführten Versuchen unzweifelhaft hervor, daß man für die Größe von Haftfestigkeit, Haftfähigkeit oder Gleitwiderstand, oder wie man den Widerstand gegen eine Trennung des Betons vom Eisen sonst noch nennen mag, selbst unter den gleichen Verhältnissen nicht eine bestimmte Zahl angeben kann. Wir haben aus den Versuchen gesehen, daß die Zahlenwerte, die hierfür gefunden werden, ganz bedeutenden Schwankungen unterworfen sind.

Was man in der Fachwelt als Haftfestigkeit bezeichnet und berechnet, hat mit dem Haftvermögen zwischen Eisen und Beton nichts zu tun. Es sind ganz andere Kräfte, die hinzutreten, wenn man die Eiseneinlage an den Enden abbiegt, oder wenn man sie schief über den Betonquerschnitt auf die Druckseite hinüberführt und sie dort nochmals abbiegt und entsprechend verankert.

Die Bedingungen für ein gutes Zusammenwirken von Beton und Eisen sind sonach folgende:

Eine möglichst große Zugfestigkeit des Betons, weil dadurch auch ein späteres Auftreten der Risse herbeigeführt wird. Vorzuziehen sind Eiseneinlagen mit nicht glatten Oberflächen. In allen Fällen sind die Eiseneinlagen abzubiegen, weil jede Art von Haken oder Abbiegungen geeignet ist, den Widerstand gegen die Bewegung der Eiseneinlagen zu vergrößern. Das Zusammenwirken wird mit zunehmendem Alter besser, weil, wie aus den Versuchen gezeigt wurde, auch dadurch der Widerstand gegen die Bewegung der Eiseneinlagen vergrößert wird.

2. Rostsicherheit und Entrosten der von Beton umhüllten Eiseneinlagen.

In der Einleitung zum Abschnitt „Über das Zusammenwirken von Beton und Eisen" sind als Ursachen außer der Haftfähigkeit auch noch bezeichnet worden die elastischen Eigenschaften des Eisens und die Gleichheit der Wärmeausdehnungskoeffizienten, über welche auf S. 33 und 91 gesprochen wurde.

Es erübrigt sich noch, über eine sehr wichtige Ursache zu sprechen, ohne welche ein Zusammenwirken von Beton und Eisen wohl kaum

Digitized by Google

denkbar wäre. Als man anfing Eisenbeton zu verwenden, war einer der schwerwiegendsten Einwände, daß die dünnen Eisenstäbe im Beton rosten und dadurch die Sicherheit der Konstruktion vermindert würde. Sehr bald hat aber die Praxis gelehrt, daß Eiseneinlagen im Beton nicht nur nicht rosten, sondern daß auch eine teilweise Entrostung von bereits verrosteten Eiseneinlagen stattfindet.

Von vielen angeführten Beispielen sollen zwei besonders hervorgehoben werden: Der Jahresbericht des „Concrete Institute" vom Jahre 1912 berichtet von einem Beispiel über das Verhalten von Eisen im Beton bei einem 50jährigen Bau. Beim Abbruch der Fundamente eines Gebäudes in London der im Jahre 1862 stattgehabten Ausstellung in South Kensington wurde im Jahre 1911 eine größere Zahl von eisernen Bolzen vorgefunden, welche zum Teil in Beton eingebettet waren. Während die aus dem Beton herausragenden Teile vollständig verrostet waren, war der im Beton eingebettete Teil so wie zur Zeit der Einbettung nur mit einer Walzhaut ohne jeden Rost überzogen.

Rohland berichtet über Laboratoriumsversuche[1]), welche er über das Entrosten stark verrosteter Stäbe in einem normal langsam bindenden Zement ausgeführt hat. Schon nach 24 Stunden, nachdem das Abbinden zu Ende war, zeigte sich, daß der Rost dünner und einzelne blanke Stellen sichtbar wurden. Dieselben Eisenstäbe wurden wieder in Zement gebettet und nach einigen Tagen wieder herausgeschlagen. Hierbei zeigte sich, daß sich neue blanke Stellen gebildet hatten und daß sich unter der gelben Schicht von Eisenoxyd eine schwarze von Eisenoxydoxydul befand. Das Verfahren wurde mehrmals wiederholt, und es zeigte sich zum Schluß, daß die Eiseneinlage, soweit sie in Zement eingebettet war, vollständig entrostet wurde. Dagegen war der herausragende Teil der Eisenstäbe rostig.

Breuillé erklärt die Ursache der Rostsicherheit (Annales des ponts et chaussées 1902) damit, daß das Eisen während der Erhärtung chemisch mit dem Zement zu einem Eisensilikat sich verbindet, welches das Eisen als dünne undurchdringliche Haut umschließt. Letztere Beobachtung kann man an den Eiseneinlagen machen, welche längere Zeit im Beton eingebettet waren. Da auch Breuillé eine Gewichtsverminderung des Eisens ermittelt hat, so erscheint diese Erklärung nicht unverständlich.

Rohland bestreitet in der eben angeführten Arbeit die Richtigkeit dieser Ansicht und erklärt die Rostsicherheit des Eisens folgendermaßen: Eisen bleibt unter konzentrierten alkalischen Flüssigkeiten unoxydiert. Beim Anrühren des Zementes mit Wasser spaltet sich während des Abbindens und während der ersten Zeit der Erhärtung Kalziumhydroxyd,

[1]) Der Eisenbeton. Kolloidchemische und physikalisch-chemische Untersuchungen von Prof. Dr. Rohland. Verlag von O. Spamer, Leipzig 1911.

Digitized by Google

eine starke Basis, hydrolytisch ab, und auf diese beiden Ursachen führt Rohland die Rostsicherheit des Eisens in Beton zurück und hebt hierbei besonders hervor, daß zur Bildung von genügend Kalziumhydroxyd der Wasserzusatz nicht zu gering sein darf. Dadurch würden Kolloidstoffe aus dem Zement abgespalten, welche das Eisen gut umschließen. Ferner soll noch darauf hingewiesen werden, daß salzhaltiges oder Meerwasser bei der Herstellung von Eisenbeton nicht verwendet werden soll, weil nach Schumanns Beobachtungen dadurch die Bildung knollenförmiger Mengen von Eisenoxyd hervorgerufen wird.

Für die Entrostung der Eiseneinlagen werden auch verschiedene Erklärungen von Chemikern gegeben, auf die nicht eingegangen werden soll. Es soll aber hervorgehoben werden, daß nach der Erklärung und nach den Versuchen von Rohland die Entrostung nur während des Abbindens und der ersten Zeit der Erhärtung vor sich gehen kann, und daß ferner der Zement in engste Berührung mit dem Eisen kommen muß. Letzteres ist aber bei einer plastischen Mischung leichter und vollkommener zu erreichen, als bei einer erdfeuchten Mischung.

Die Praxis hat dieselben Erscheinungen gezeigt, die im Vorangehenden chemisch zu erklären versucht wurden. Während man vor Jahren bei einzelnen Vorschriften noch die Forderung aufstellte, daß die Eiseneinlagen vor dem Einlegen in Beton von Rost befreit und blank gemacht werden sollten, verlangt man dies heute nicht mehr. Nur im Falle ganz stark verrosteter Eiseneinlagen dürfte es sich empfehlen, die starken Roststellen mit Lappen abzuwischen. Ein kleiner oberflächlicher Rost ist nicht nur nicht schädlich, sondern erhöht auch den mechanischen Verbund zwischen Beton und Eisen.

3. Längenänderungen und Spannungen beim Erhärten von Eisenbeton.

Die beim Erhärten von Eisenbeton auftretenden Schwinderscheinungen gehören zu denjenigen Wirkungen des Zusammenarbeitens von Beton und Eisen, welche unter Umständen verhängnisvoll werden können, wenn sie nicht entsprechend beachtet werden.

Es ist ohne weiteres einzusehen, daß sich die beim Erhärten des Eisenbetons auftretenden Längenänderungen anders äußern müssen als bei nicht bewehrtem Beton, welche Vorstellung man sich auch immer von dem Zusammenwirken der beiden Materialien macht. Es ist schon in einem früheren Abschnitt mitgeteilt worden, wie verschieden die Längenänderungen des Betons beim Erhärten an der Luft und im Wasser sind. Treten nun bei Eisenbeton beim Erhärten an der Luft Verkürzungen ein, so rufen diese im Eisen Druckspannungen hervor, während im Beton gleichzeitig Zugspannungen entstehen müssen. Umgekehrt ist es

Digitized by Google

beim Erhärten unter Wasser. Hier tritt eine Volumenvergrößerung ein. Die entstehenden Verlängerungen äußern sich dadurch, daß im Eisen Zugspannungen, im Beton gleichzeitig Druckspannungen entstehen. Die Größe dieser Anfangsspannungen wird bei Eisenbetonbauteilen zu berücksichtigen sein. Bei statisch unbestimmten Konstruktionen, der Mehrzahl der Eisenbetonkonstruktionen, ist die Berücksichtigung dieser Anfangsspannungen besonders wichtig.

Es liegen zwar eine Anzahl von Versuchen vor, welche einige Aufklärung über die Volumenveränderungen von Eisenbeton beim Erhärten geben, aber es soll gleich hervorgehoben werden, daß diese Versuche nicht genügen, um uns ein klares Bild von den beim Erhärten auftretenden Anfangsspannungen bei größeren Eisenbetonbauteilen zu geben. Es sind dies die bekannten Untersuchungen von Considère, von Emerson, die Versuche von Schüle aus dem Jahre 1909 und die im Jahre 1912 veröffentlichten Versuche von Bach, welche sich auf Messungen an Eisenbetonkörpern bis zu einem Alter von 6 Jahren beziehen.

Considère hat Versuche an Prismen von den geringen Abmessungen $2{,}5 \times 6 \times 60$ cm ausgeführt.

Es wurden die Längenänderungen an reinem Zement und Mörtel mit und ohne Eiseneinlagen gemessen. Die Eiseneinlagen waren 10,2 mm stark. Der Mörtel war von einer Mischung 1 : 3. Considère kommt auf Grund dieser Versuche zu folgenden Ergebnissen:

Beim Erhärten unter Wasser dehnt sich reiner Zement aus. Die Ausdehnung betrug nach 30 Tagen 0,05 mm/lfdm, nach 365 Tagen 0,1 mm/lfdm, nach 2 Jahren 0,15 mm/lfdm. Mörtel von der Mischung 1:3 zeigt unter gleichen Bedingungen fast dreimal kleinere Ausdehnungen.

An der Luft schwindet reiner Zement beim Erhärten. Das Schwindmaß findet Considère ebenso groß wie die Ausdehnung im Wasser.

Die Ergebnisse der Considèreschen Versuche sind durch die späteren Versuche zum größten Teil widerlegt worden. Emerson hat Versuche an Prismen von $20{,}3 \times 20{,}3$ cm Querschnitt und 91,5 cm Länge ausgeführt. Die Eiseneinlagen waren 12,7 mm stark. Emerson maß die Ausdehnung und die Zusammenziehung an dem im Beton eingebetteten Rundeisen, welches an beiden Enden herausragte. Er fand, was bereits bei Besprechung der Längenänderungen von reinem Beton erwähnt wurde, daß die Verkürzungen an der Luft viel größer sind, als die Ausdehnungen des Betons im Wasser, was auch durch die bereits erwähnten Versuche von Bach vollauf bestätigt wird.

Die Versuche von Schüle, welche in Heft 13 der Mitteilungen der Materialprüfungsanstalt in Zürich veröffentlicht sind, wurden an Prismen von $8 \times 8 \times 36$ cm ausgeführt, welche aus Mörtel und Beton mit zwei verschiedenen Portlandzementen hergestellt waren.

Digitized by Google

Die Abmessungen dieser Probekörper sind allerdings auch zu klein, daß sie zu allgemeinen Schlüssen berechtigen würden. Nichtsdestoweniger sollen diese Versuche angeführt werden, weil sie auch mit Eiseneinlagen mit verschiedenem Eisenprozentsatz durchgeführt wurden. Die Messung der Längenänderungen geschah derart, daß mit Hilfe von Mikrometerschraube und -trommel auf einer Meßbank die Veränderungen zweier fester Punkte nahe an den Enden gemessen wurden. Die Ablesungen konnten bis auf $^1/_{1000}$ mm ausgeführt werden. Die größten Veränderungen finden sich zwischen dem 7. und 28. Tage mit Rücksicht darauf, daß der Beton in den ersten Tagen noch weich und die Umklammerung der Eiseneinlagen noch nicht so vollständig ist.

Es soll hier nur auf die Ergebnisse der Längenänderungen für Mörtel und Beton hingewiesen werden. Die Ergebnisse für die verschiedenen Bindemittel sind in der genannten Veröffentlichung angeführt. Für den Mörtel wurde Züricher Bausand verwendet mit einer maximalen Korngröße von 5 mm. Die Mischungen waren 1 : 1, 1 : 3, 1 : 5 in Gewichtsteilen. Daraus wurden drei verschiedene Betonmischungen hergestellt bei Verwendung von Gartenkies mit einem größten Korndurchmesser von 12 mm. Die Betonmischungen betrugen 150, 300 und 450 kg Zement auf 1 cbm Kies und Sandmischung. Als Eiseneinlagen wurden für die Mörtelmischung 1 : 3, 4 Eisen zu 5 mm Durchmesser (1,22%) des Betonquerschnittes und 4 Eisen zu 7 mm Durchmesser (2,41%) verwendet. Die Messungen wurden nach 4, 7, 28, 84, 210 Tagen, 1 Jahr und $1^1/_2$ Jahren vorgenommen.

Folgende Zusammenstellung enthält die charakteristischen Werte für einen bestimmten Portlandzement:

Längenänderungen in mm.

Material	Luftlagerung		Wasserlagerung		Feuchte Sandlagerung	
	28 Tage	$1^1/_2$ Jahre	28 Tage	$1^1/_2$ Jahre	28 Tage	$1^1/_2$ Jahre
Mörtel 1:1	—0,61	—1,11	+0,28	+0,66	+0,39	+0,83
„ 1:3	—0,52	—0,85	+0,13	+0,28	+0,13	+0,24
„ 1:5	—0,44	—0,76	+0,09	+0,15	+0,11	+0,17
Beton à 150 kg/qcm . .	—0,35	—0,41	+0,02	+0,02	+0,01	+0,05
„ „ 300 „ . .	—0,33	—0,38	+0,06	+0,12	+0,02	+0,10
„ „ 450 „ . .	—0,39	—0,51	+0,02	+0,27	+0,04	+0,25
Mörtel 1:3, Arm. 1,22%	—0,32	—0,50	+0,17	+0,24	+0,22	+0,27
„ 1:3, „ 2,41%	—0,30	—0,35	—0,02	+0,07	+0,06	+0,15

Man ersieht aus dieser Zusammenstellung, daß die Veränderung in den ersten Wochen am stärksten ist, und daß die Zunahme nach vier Wochen nur langsam fortschreitet. Nach einem Jahr ergibt sich aus diesen Messungen ein Stillstand, doch dürfte dies kaum allgemein richtig sein.

Digitized by Google

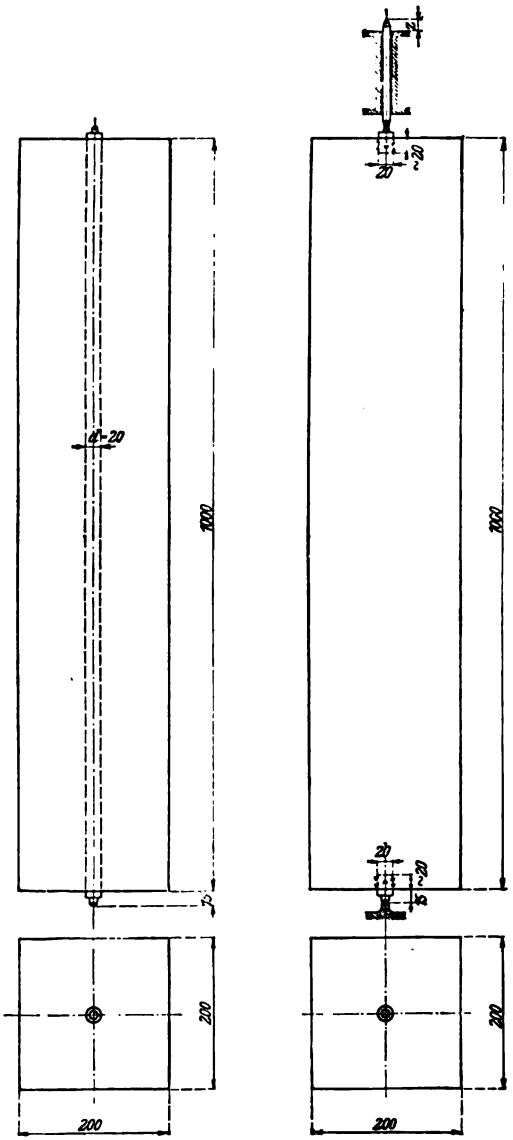


Fig. 31 a. Fig. 31 b.

Fig. 31 a und b. Messung der Längenänderungen beim Erhärten von Eisenbetonprismen.

Die Versuche der französischen Regierungskommission[1]) wurden an 1 m langen Prismen bei einer Eisenbewehrung von 2% ausgeführt. Die Eiseneinlagen waren auf die vier Ecken des Prismas verteilt. Die Mischung des Betons bestand aus 400 kg Portlandzement, 0,4 cbm Seinesand (bis zu 5 mm Korngröße) und 0,8 cbm Steinschlag (bis zu 2,5 cm Korngröße). Der Wasserzusatz betrug 8,2% der Trockenmischung. Die Längenänderung wurde bis auf $^1/_{100}$ mm gemessen und durch einen neben dem Prisma liegenden Eisenstab jeweils kontrolliert. Hierbei ergab sich für die an der Luft gelagerten Betonkörper nach 48 Tagen 0,4 mm/lfdm, für die mit Eisen bewehrten Körper in derselben Zeit im Mittel 0,25 mm/lfdm.

Bei der Lagerung der Betonprismen unter feuchten Säcken ergab sich nach 47 Tagen eine Verkürzung von 0,02 mm und nach 93 Tagen 0,15 mm/lfdm.

Man ersieht aus den bisherigen Zahlen, daß eine Gesetzmäßigkeit nicht

[1]) Expériences, rapports et propositions, instructions ministerielles relatives a l'emploi du beton armé. Commission du ciment armé; ministère des travaux publics, des postes et des télégraphes. Editeurs H. Dunod et E. Pinat; Paris 1907.

Digitized by Google

vorhanden ist; allerdings handelt es sich um verschiedene Betonmischungen mit ganz verschiedenen Zuschlagsmaterialien.

Die Versuche, die in Stuttgart[1]) mit Eisenbetonkörpern ausgeführt wurden, erstrecken sich auf 6 Jahre. Die Längenänderungen wurden hier an Beton- und Eisenbetonprismen von quadratischem Querschnitt 20 × 20 cm und 1 m Länge ausgeführt. Die Eiseneinlage war ein 20 mm Rundeisen in der Mitte des Prismas, welches ein wenig über die Endflächen hinausragte. Die Mischung des Betons war 1 Teil Zement, 4 Raumteile Rheinsand und Rheinkies und 7,9 Gewichtsprozent Wasser. Die an der Luft gelagerten Körper wurden bis zum Entfernen mit nassen Säcken bedeckt. Die ersten Messungen wurden nach drei Tagen vorgenommen. Die Körper ruhten dabei auf Zapfen in senkrechter Lage, wie dies in Fig. 31a und b ersichtlich ist. Auf dem oberen Zapfen saß ein Stift, an welchem die Strecke z mit Hilfe einer Mikrometerschraube die jeweiligen Längenänderungen gemessen wurden. Nach der ersten Messung nach drei Tagen wurden eine Anzahl von Probekörpern unter Wasser gebracht, während ein anderer Teil an der Luft lagernd blieb. Nach sieben Tagen, vier Wochen, drei Monaten, einem Jahr und zwei Jahren wurden neue Messungen vorgenommen.

Über die Längenänderungen des nicht bewehrten Betons ist schon in einem anderen Abschnitt gesprochen worden. An dieser Stelle soll noch gezeigt werden, in welcher Weise sich die Volumenveränderungen beim Erhärten von Eisenbeton mit dem Alter äußern, und in welcher Beziehung sie zu den Volumenänderungen des nicht bewehrten Betons stehen. In Fig. 32 ist eine Darstellung der Längenänderungen bei Luftlagerung und bei Wasserlagerung, welche bis zu sechs Jahren reicht. Diese Veränderungen sind:

	bei Luftlagerung	bei Wasserlagerung
nach 28 Tagen	—0,045 mm/lfdm	0,007 mm/lfdm
nach 3 Monaten	—0,015 „	0,100 „
nach 1 Jahr	—0,200 „	0,042 „

Nach dieser Zeit ist die Änderung nur sehr gering. Auch sieht man aus Fig. 32, daß bei Luftlagerung nach zwei Jahren fast keine Veränderung und nach vier Jahren nur eine ganz geringe Zunahme um nur 0,025 mm/ldfm gemessen wurde.

Bei der Wasserlagerung jedoch steigt die gemessene Verlängerung

nach 2 Jahren auf 0,05 mm/lfdm,
„ 4 „ „ 0,07 „

also verhältnismäßig mehr als bei trockener Lagerung. Das deutet dar-

[1]) Veröffentlicht von Bach und Graf in der Zeitschr. Armierter Beton 1909 und in der Zeitschrift des Ver. deutsch. Ing. 1912.

Digitized by Google

auf hin, was auch bei den Schüleschen Versuchen erwähnt wurde, daß bei trockener Lagerung die größten Veränderungen innerhalb des ersten Jahres vor sich gehen.

Bei feuchter Lagerung ist die Berücksichtigung der beim Erhärten entstehenden Ausdehnungen weniger wichtig, weil bei Volumenvergrößerung im Beton Druckspannungen entstehen, welche für das Zusammenwirken sehr günstig sind. Wie noch später gezeigt werden wird, sind die Belastungen, bei welchen Risse im Beton auftreten, in diesem Falle viel höher als bei trockener Lagerung, weil bei zunehmender Belastung zuerst die durch die Volumenvergrößerung entstehenden Druckspannungen aufgezehrt werden müssen.

Zur Berechnung der im Beton und im Eisen auftretenden Anfangsspannungen, die beim Erhärten entstehen, sind verschiedene Methoden

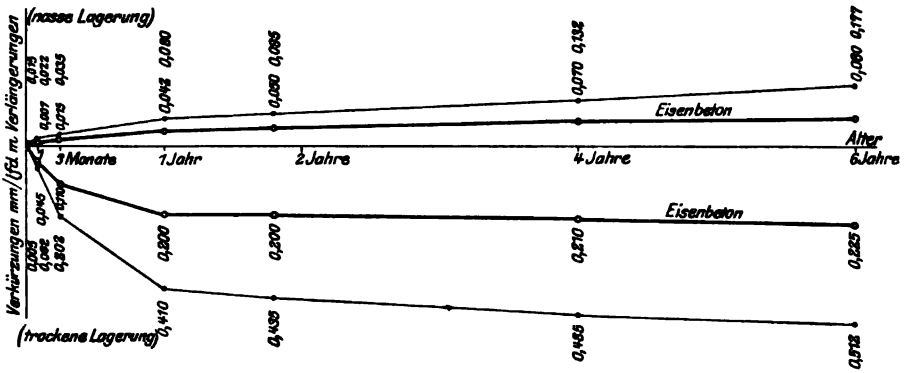


Fig. 32. Zunahme der Längenänderungen beim Erhärten mit zunehmendem Alter (nach Versuchen von Bach und Graf).

angewendet worden, von welchen zu sagen ist, daß sie auf mehr oder minder richtigen Vermutungen beruhen. Es wäre auch ganz unrichtig, aus den Messungsergebnissen bei allen genannten Versuchen auf das Verhalten von größeren Eisenbetonbauteilen irgendwelche Schlüsse zu ziehen.

Im Rahmen der ausgeführten Versuche sei auf folgende Berechnung der Anfangsspannungen verwiesen:

Bezeichnet ε_s das Schwindmaß von reinem Beton für die Längeneinheit, ε_e die durch das Schwinden verursachte Verkürzung des Eisens, so ist die Verlängerung, welche der Beton dadurch erfährt, daß die Eiseneinlagen ihm beim Schwinden einen Widerstand bieten, $\varepsilon = \varepsilon_s - \varepsilon_e$.

Ferner bezeichnet F_b den Betonquerschnitt, F_e den Eisenquerschnitt, wobei F_e gleich gesetzt werden kann $p \cdot F_b$ (p Eisenprozent).

Digitized by Google

Wenn ferner E_e und E_{bz} die Elastizitätsmoduli für Eisen bzw. für Beton auf Zug bezeichnen, so besteht die Bedingung

$$\sigma_e \cdot F_e = \sigma_{bz} \cdot F_b .$$

Hierbei sind

$\sigma_e F_e$ die Druckkraft im Eisen und
$\sigma_{bz} F_b$ die Zugkraft im Beton.

Setzt man $\varepsilon_e E_e = \sigma_e$ und $E_{bz}(\varepsilon_s - \varepsilon_e) = \sigma_{bz}$, so erhält man

$$\varepsilon_e E_e F_e = (\varepsilon_s - \varepsilon_e) E_{bz} F_b$$

und

$$\varepsilon_e (E_e F_e + E_{bz} F_b) = \varepsilon_s E_{bz} F_b .$$

Setzt man $\frac{F_e}{F_b} = p$, so ist

$$\varepsilon_e = \varepsilon_s \frac{E_{bz} F_b}{E_e F_e + E_{bz} F_b} = \varepsilon_s \frac{E_{bz}}{p E_e + E_{bz}} ;$$

endlich nach Einsetzen von $\nu' = \frac{E_e}{E_{bz}}$ wird

$$\varepsilon_e = \varepsilon_s \frac{1}{\nu' p + 1} .$$

Danach berechnen sich die beim Schwinden entstehenden Druckspannungen im Eisen

$$\sigma_e = E_e \varepsilon_s \frac{1}{1 + \nu' p} \qquad (1)$$

und die Anfangszugspannung im Beton

$$\sigma_{bz} = E_{bz}(\varepsilon_s - \varepsilon_e) = E_{bz} \varepsilon_s \left(1 - \frac{1}{1 + \nu' p}\right) = E_{bz} \varepsilon_s \frac{\nu' p}{1 + \nu' p} ;$$

schließlich

$$\sigma_{bz} = E_e \varepsilon_s \frac{p}{1 + \nu' p} = p \sigma_e . \qquad (2)$$

Gleichung (1) zeigt, daß die Druckspannungen im Eisen um so größer werden, je kleiner der Eisenprozentsatz p wird, Gleichung (2), daß die Zugspannungen im Beton mit wachsendem Eisenprozentsatz p zunehmen.

So berechnet Schüle z. B. bei seinen Versuchen, wenn für $\nu' = 15$,

$$\varepsilon_s = \frac{0{,}01}{100}$$

und $E_e = 2\,150\,000$ kg/qcm gesetzt wird, für

$p = 0{,}5\%$	$\sigma_e = 200$ kg/qcm	$\sigma_{bz} = 1{,}00$ kg/qcm
$p = 1\%$	$\sigma_e = 187$ „	$\sigma_{bz} = 1{,}87$ „
$p = 2\%$	$\sigma_e = 165$ „	$\sigma_{bz} = 2{,}63$ „
und bei $p = 3\%$	$\sigma_e = 148$ „	$\sigma_{bz} = 4{,}43$ „

Digitized by Google

Bei den Bachschen Versuchen (s. Fig. 31 und 32) ist

$$F_b = 400 \text{ qcm}, \quad F_e = 3{,}14 \ (\varnothing\ 20 \text{ mm}),$$

daher ist $$p = 0{,}79\%.$$

Wird $E_e = 2\,100\,000$ und $E_{bz} = 250\,000$ kg/qcm angenommen, so ist

$$\nu' \cong 8{,}5.$$

Sonach sind in einem Alter von vier Wochen, wenn $\varepsilon_s = 0{,}062$ und das Schwindmaß von Beton mit Eiseneinlage $\varepsilon_e = 0{,}045$ mm pro laufendes Meter, nach Gleichung (1) und (2).

Die Anfangsdruckspannung im Eisen

$$\sigma_e = 2\,100\,000 \frac{0{,}0062}{100} \frac{1}{1 + 8{,}5 \cdot 0{,}0079} = \cong 128 \text{ kg/qcm}$$

und die Anfangszugspannung im Beton

$$\sigma_{bz} = \frac{0{,}79 \cdot 128}{100} = 1{,}01 \text{ kg/qcm}.$$

Nach drei Monaten sind $\varepsilon_s = 0{,}202$ und $\varepsilon_s = 0{,}110$.

Sonach wird $\sigma_e =$ rd. 398 kg/qcm und die Anfangszugspannung im Beton

$$\sigma_{bz} = 3{,}14 \text{ kg/qcm}.$$

Man ersieht aus diesem Beispiel, daß trotz des ganz geringen Eisengehaltes die im Beton auftretenden Zugspannungen nicht unerheblich sind, die noch weit größer werden, wenn der Eisenprozentsatz p wächst.

Da p im Eisenbetonbau selten so gering ist wie bei den letztangeführten Versuchen, so werden die beim Schwinden auftretenden Zugspannungen im Beton nicht unbeachtet bleiben dürfen.

Man ersieht aus dem Beispiel ferner, daß mit zunehmendem Alter des Betons die Spannungen σ_e und σ_{bz} auch größer werden. Man darf aber nicht vergessen, daß mit zunehmendem Alter auch die Zugfestigkeiten im Beton entsprechend zunehmen. Bezeichnet man die bei den Stuttgarter Versuchen für das Schwinden nach 28 Tagen gefundenen Meßwerte mit 100, so beträgt die Zunahme nach drei Monaten etwa 25% und nach einem Jahr etwa 45% der Schwindung nach 28 Tagen. Vergleicht man damit die Zunahme der Zugfestigkeit des Betons von derselben Mischung (s. S. 80), so findet man die Zunahme der Festigkeit nach 180 Tagen mit etwa 50% und nach einem Jahr mit etwa 70%. Bei einer trockeneren Mischung wird die Zunahme geringer, bei einer nassen Mischung noch etwas größer werden. Jedenfalls zeigt dieser Vergleich, daß die durch die Schwinderscheinungen hervorgerufenen Zugspannungen im Beton im Alter von vier Wochen bis zu einem Jahre durch die Zunahme der Zugfestigkeit des Betons in demselben Alter teilweise ausgeglichen werden.

Digitized by Google

So wenig auch alle angeführten Versuche geeignet erscheinen, uns über die in einem größeren Eisenbetonbauteil auftretenden Anfangsspannungen erschöpfend Aufschluß zu geben, so lassen sie doch gewisse Folgerungen zu, die für die Praxis sehr wertvoll sind:

Das Schwindmaß beim Erhärten von Eisenbeton an der Luft ist wesentlich größer als die Ausdehnung unter Wasser.

Will man das Schwindmaß verkleinern, so muß man den Beton besonders in der ersten Zeit des Erhärtens sehr naß halten. Die Versuche haben gezeigt, daß schon ein Lagern der Probekörper unter nassem Sand das Schwindmaß sehr verringert, manchmal wie bei den Schüleschen Versuchen sogar Volumenvergrößerungen hervorruft. Diese rufen aber im Beton Druckspannungen hervor, welche unschädlich sind.

Auf keinen Fall darf man die aus den angeführten Versuchen sich ergebenden Messungswerte bei Berechnung der Anfangsspannungen bei größeren Bauteilen verwenden. Es werden voraussichtlich auch hier beim Schwinden im Eisen Druckspannungen und gleichzeitig im Beton Zugspannungen entstehen. Wie diese sich über größere Querschnitte und auf die ganze Länge verteilen, darüber bestehen nur Vermutungen. Versuche sind darüber noch nicht angestellt worden und sind dringend notwendig.

Hierbei müssen sich die Messungen erstrecken auf verschiedene Querschnitte über die ganze Länge eines größeren Bauwerkes. Ferner sollten gleichzeitig an verschiedenen Stellen die Spannungen in den Eiseneinlagen gemessen werden. Schließlich müßte auch die Lage der Eisenbewehrung mit berücksichtigt werden. Die Einbettungstiefe und die Verteilung der Eiseneinlagen über den Querschnitt werden wahrscheinlich von größtem Einfluß auf die Größe der Schwindmaße bei Eisenbeton sein.

Das Schwindmaß von fettem Beton ist größer als bei mageren Mischungen.

Eiseneinlagen verringern die Schwind- und Dehnungsmaße von Beton. Die durch das Schwinden auftretenden Anfangsspannungen im Beton sind um so größer, je größer der Eisenprozentsatz ist.

Mit zunehmendem Alter werden auch die Schwind- und Dehnungsmaße bei Eisenbeton größer. Die hierbei durch das Schwinden hervorgerufenen Zugspannungen im Beton werden allerdings auch größer, doch darf man nicht vergessen, daß auch die Zugfestigkeit des Betons mit dem Alter größer wird. Die schädlichen Anfangsspannungen, die während der ersten Zeit des Erhärtens auftreten, ändern sich wohl ihrem absoluten Werte nach, aber nur wenig im Verhältnis zur wachsenden Zugfestigkeit.

Digitized by Google

Treten zu den Schwinderscheinungen noch Temperatureinflüsse hinzu, so kann ihre Wirkung auf Eisenbetonkonstruktionen manchmal verhängnisvoll werden. Wenn auch Beton ein schlechter Wärmeleiter ist, so wird er sich bei niedriger Temperatur zusammenziehen. Es treten Verkürzungen ein, die in der Wirkung ähnlich sind, wie beim Schwinden. Bei höheren Temperaturen tritt eine Volumenvergrößerung ein, ähnlich wie bei Wasserlagerung.

Die Verkürzungen des Betons, die durch das Schwinden und das gleichzeitige Auftreten von Kälteeinwirkungen hervorgerufen werden, erzeugen im Beton sehr hohe Zugspannungen, die in besonders ungünstigen Fällen die Zugfestigkeit des Betons erreichen können und dadurch zu Rissebildung Anlaß geben. Diese Risse sind aber von den durch Verwendung von schlechten Zementen entstehenden Treibrissen zu unterscheiden. Letztere sind kleine, an der Oberfläche sichtbar unzusammenhängende Risse, während die ersteren ähnlich den durch größere äußere Kräfte hervorgerufenen Zugrissen sind, welche noch später besprochen werden sollen.

Ich möchte auf einen Fall verweisen, der sich bei einer sonst gut ausgeführten Eisenbetondeckenkonstruktion zeigte. Einige Monate nach Benutzung der Decke, welche einen Flächenraum von 100 × 30 m ohne irgendwelche Unterbrechungen bedeckte, zeigten sich ungefähr in der Mitte des Gebäudes im Winter größere Risse, welche nahezu parallel zu der kürzeren Seite der Grundfläche längs der ganzen Decke verliefen, trotzdem die Decke noch gar nicht belastet war. Eine eingehende Untersuchung zeigte, daß diese Risse nur auf eine Bewegung in horizontaler Richtung zurückzuführen waren. Die beim Erhärten des Betons eingetretenen Schwindungen haben im Beton Anfangszugspannungen hervorgerufen. Hierzu kam noch die Verkürzung infolge von Temperaturerscheinungen. Durch das Zusammenwirken dieser beiden Einflüsse traten im Beton sehr große Zugspannungen auf, welche die Ursache der Rissebildung wurden. Eine nachträglich an der Rißstelle ausgeführte Ausdehnungsfuge konnte die schädlichen Wirkungen für immer beseitigen, wie dies die Beobachtung der Decke in den folgenden Jahren bestätigen konnte.

Bei großen zusammenhängenden Eisenbetonflächen wird sich daher die Anordnung von Ausdehnungsfugen aus den angegebenen Gründen immer empfehlen. Zwei bekannte Beispiele aus der Praxis bestätigen dies.

Böhm berichtet in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1912 über die Eisenbetonkonstruktionen der Schlachthofanlage in Dresden und weist darauf hin, daß bei der Größe der Decke von nahezu 8500 qm in Abständen von etwa 25 m Dehnungsfugen angeordnet wurden, um eine Rissebildung infolge von Schwind- und Temperatureinflüssen zu vermeiden. An dieser Stelle konnte man bei einer Temperatur von 10° Kälte beob-

Digitized by Google

achten, daß die Ausdehnungsfugen sich bis zu 6 mm öffneten, während sie im Sommer vollständig geschlossen waren.

Ein anderes Beispiel wird von Schürch in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1910 bei der Besprechung der Brücke bei Novéant erwähnt.

Bei französischen Ausführungen von Eisenbetonbrücken und Stützmauern fehlen die Anordnungen von Ausdehnungsfugen, welche französische Ingenieure nicht für notwendig halten. Nun zeigten sich bei verschiedenen französischen Bogenbrücken, in erster Linie bei der im Jahre 1900 erbauten Brücke bei Chatellerault, in der Fahrbahnplatte, welche durch Pfeiler mit den darunter befindlichen Bogen verbunden und in einem hergestellt wurde, bedeutende Rissebildungen. Diese sind darauf zurückzuführen, daß sich bei niedrigen Temperaturen der Bogenscheitel senkt und daß andererseits durch die Schwinderscheinungen in der Fahrbahnplatte im Beton sehr große Zugspannungen auftraten. Die Rissebildung ist besonders stark über den Kämpfern und erreicht in der kalten Jahreszeit eine Weite von nahezu 1 cm. Auf Grund dieser schlechten Erfahrungen wurden bei der Konstruktion der Brücke von Novéant Ausdehnungsfugen in der Fahrbahn angeordnet, welche nicht nur auf die Schwinderscheinungen, sondern auch auf die Temperatureinflüsse Rücksicht nahmen, wodurch die schlechten Erfahrungen bei den französischen Brückenkonstruktionen erspart blieben.

4. Dehnungsfähigkeit von Beton und Eisenbeton. Bedeutung der Wasserflecke.

Bekanntlich hat Beton eine sehr geringe Zugfestigkeit, welche, wie bereits auf Seite 80 gezeigt wurde, nur einen kleinen Bruchteil der Druckfestigkeit beträgt. Deshalb wird man auch kaum Konstruktionsteile, die nur auf Zug beansprucht sind, in Eisenbeton herstellen. Anders liegt der Fall beim Auftreten von Biegungsmomenten, wenn zur Aufnahme der Zugspannungen Eiseneinlagen verwendet werden.

In jedem dieser beiden Fälle war es von besonderer Bedeutung, als der französische Forscher Considère im Jahre 1899 in der französischen Zeitschrift „Génie civil" die Ergebnisse seiner Forschungsarbeiten veröffentlichte und dabei zu dem Schluß kam, daß der bewehrte Beton eine etwa 10—20fache Dehnung aufzunehmen vermag, als Beton ohne Eiseneinlagen. Er sagte ferner, der Dehnungskoeffizient $\left(\alpha = \frac{1}{E}\right)$ des armierten Betons sei gleich demjenigen von reinem Beton derselben Zusammensetzung, solange die Verlängerungen unterhalb desjenigen Wertes bleiben, der bei nicht armiertem Beton zum Bruche führt. Mit zunehmender Belastung nimmt der Dehnungskoeffizient α sehr rasch zu.

Digitized by Google

Die Versuche von Considère sind an kleinen 60 cm langen Betonprismen (Mischung 1 : 3) mit einem Querschnitt von 6 cm im Quadrat ausgeführt worden. Die Eiseneinlagen waren 3 Rundeisen von 4,25 mm Durchmesser ($F_e = 0{,}426$ qcm), welche auf der Zugseite des vertikal eingespannten Prismas angeordnet waren. Der Prozentgehalt der Eiseneinlagen betrug sonach 1,27%. Hierzu ist zu bemerken, daß die Abmessungen außerordentlich klein sind, und schon aus diesem Grunde eine Verallgemeinerung der Ergebnisse besonders auf große Betonkörper nicht zulässig ist.

Nachträgliche Versuche der französischen Regierungskommission aus dem Jahre 1902/1903 haben zum Teil die Considèreschen Ergebnisse bestätigt. Die Probekörper dieser Versuche hatten auch außerordentlich

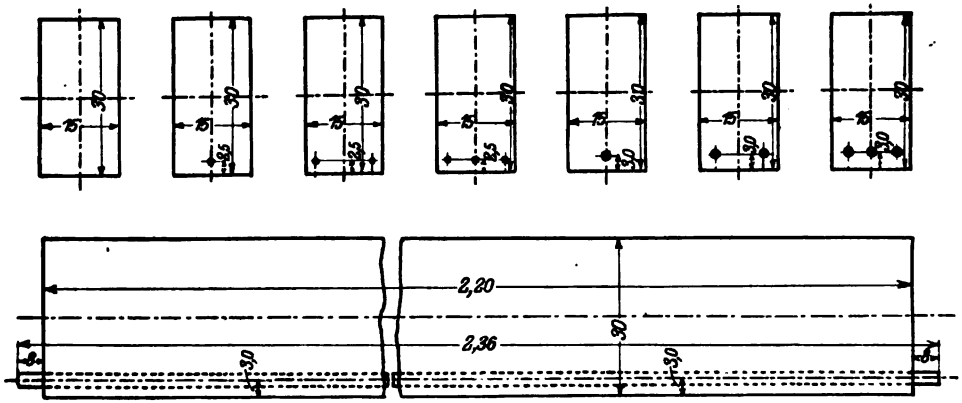


Fig. 33. Messung der größten Betondehnungen (Versuche von Kleinlogel).

kleine Abmessungen. Bei einem quadratischen Querschnitt von 10 cm Seitenlänge wurden 6 mm Rundeisen als Bewehrung verwendet. Das Mischungsverhältnis war magerer als bei den Considèreschen Versuchen. Es wurde 225 kg Zement auf 1 cbm Sand und Schotter verwendet, was einer Mischung von etwa 1 : 2 : 4 entspricht.

Die Bestätigung der Considèreschen Versuchsergebnisse durch die letztgenannten Versuche ist um so merkwürdiger, als der Beton im Vergleich zu dem früher verwendeten außerordentlich mager war.

Die Zweifel an der Considèreschen Hypothese, der im Anfang ziemlich allgemein geglaubt wurde, verstärkten sich, bis sie durch eine Veröffentlichung von Kleinlogel[1]) widerlegt wurde. Kleinlogel hat durch seine Untersuchungen, die er auf Anregung und unter Beihilfe

[1]) Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit nicht armierten und armierten Betons auf Biegungsbeanspruchung von A. Kleinlogel in „Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons" 1904. Verlag Ernst & Sohn.

Digitized by Google

von Bach an der Stuttgarter Versuchsanstalt ausgeführt hat, zur Klarstellung einer der wichtigsten Fragen des Eisenbetons beigesteuert.

Die Versuche Kleinlogels sind an Betonkörpern von größeren Abmessungen in einer Mischung von 1 Raumteil Zement: 1 Raumteil Sand; 2 Raumteilen Kalksteinschotter und einem Wasserzusatz von 8% der Trockenmischung ausgeführt worden. Der Querschnitt der Probebalken betrug 15 × 30 cm bei einer Länge von 2,2 m, wie dies in Fig. 33 ersichtlich ist. Die Probekörper wurden 6 Monate lang unter feuchtem Sand aufbewahrt, so daß ein Teil der beim Schwinden auftretenden Anfangsspannungen ausgeschaltet werden konnte.

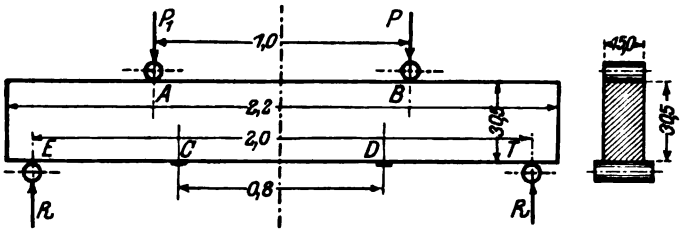


Fig. 34 a.

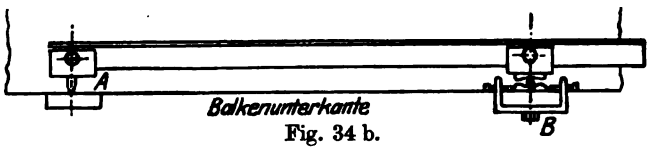


Fig. 34 b.

Fig. 34. Versuche zur Ermittlung der größten Dehnungsfähigkeit von Beton (Versuche von Kleinlogel).

Im ganzen wurden 8 reine Betonbalken und 24 Balken mit Eiseneinlagen hergestellt, deren Abmessungen und Anordnung in Fig. 33 dargestellt sind. Man ersieht, daß die Eiseneinlagen gerade durchlaufen ohne Haken oder Abbiegung an den Enden. Als Eiseneinlagen wurden Rundeisen von 10 und 22 mm Durchmesser verwendet, so daß bei der Anordnung, die in Fig. 33 ersichtlich ist, der Eisengehalt p von 0,183% bis zu 2,661% beträgt.

Die Belastung wurde derart gewählt, daß die Laststellen im Abstand von 1 m symmetrisch zur Mitte angeordnet wurden. Diese Anordnung ergab eine Strecke mit gleichbleibendem Biegungsmoment, wenn man von den Wirkungen des Eigengewichts absieht, auf welcher der Einfluß der Querkraft ausgeschaltet ist. Bei einer Meßlänge von 80 cm (Strecke C, D Fig. 34a) wurden die Längenänderungen am Beton mit Hilfe einer Meßvorrichtung gemessen, die im Prinzip in Fig. 34b dargestellt ist.

Digitized by Google

Diese Versuche ergaben für die Betonbalken ohne Eiseneinlagen eine größte Verlängerung von 0,131—0,146 mm/lfd. m bei einer Belastung von 3220 kg. Die größten gemessenen Dehnungen bei den Eisenbetonbalken, bei welchen die ersten Risse im Beton auf der Zugseite auftraten, ergaben sich, wie folgt:

Bei 0,183% (1 ∅ 10 mm) zwischen 0,118 und 0,200 mm/lfd. m. Die Rißlast betrug 3600—3900 kg.

Bei 0,366% (2 ∅ 10 mm) zwischen 0,16 und 0,17 mm/lfd. m. Die Rißlast betrug 4800—5200 kg.

Bei 0,549% (3 ∅ 10 mm) zwischen 0,16 und 0,19 mm/lfd. m. Die Rißlast betrug 5500—6000 kg.

Bei 0,887% (1 ∅ 22 mm) zwischen 0,15 und 0,24 mm/lfd. m. Die Rißlast betrug 5250—6000 kg.

Bei 1,774% (2 ∅ 22 mm) zwischen 0,16 und 0,20 mm/lfd. m. Die Rißlast betrug 6000—7000 kg.

Bei 2,661% (3 ∅ 22 mm) zwischen 0,14 und 0,18 mm/lfd. m. Die Rißlast betrug 6000—7500 kg.

Aus diesen Versuchen folgerte Kleinlogel, daß Eisenbeton keine größeren Dehnungen aufzunehmen vermag, als Beton ohne Eiseneinlagen. Dieses Ergebnis ist durchaus einleuchtend, weil man nicht verstehen kann, warum die Eiseneinlagen dem Betonmaterial andere Eigenschaften verleihen sollten.

Ferner folgert Kleinlogel aus seinen Versuchen, daß die Eiseneinlagen auf Beton den Einfluß haben, daß sie ihn vermöge der „Adhäsion" und der „Scherfestigkeit" an der Erreichung seiner Bruchdehnung um so erfolgreicher hindern, je größer der Prozentsatz der Bewehrung im Verhältnis zum wirksamen Betonquerschnitt ist. Diese Bruchdehnung werde aber durch die Eiseneinlage kaum nennenswert erhöht.

In dieser Form sind die Schlußfolgerungen Kleinlogels einwandfrei und geeignet, eine Verallgemeinerung der Considèreschen Hypothese von den größeren Dehnungen des Eisenbetons zu verhindern.

Es darf nicht unbeachtet bleiben, daß schon diese Versuche Kleinlogels, obgleich die Querschnittsausbildung und die Verteilung der Eiseneinlagen auf der Zugseite nicht sehr gut ist, zeigen, daß die Belastung bei der im Beton die ersten Risse als vorhanden festgestellt wurden, mit zunehmendem Eisenprozentsatz wächst. Die gemessenen größten Dehnungen beim Auftreten der Risse sind, wenn auch nicht sehr wesentlich, größer als die Dehnung der nicht bewehrten Betonkörper.

Daß man noch größere Unterschiede zwischen den größten Verlängerungen bei Beton mit und ohne Eiseneinlagen von derselben Betonmischung messen konnte, wird noch später gezeigt werden.

Digitized by Google

Im Jahre 1906 erschien die Veröffentlichung von Schüle[1]), welche Dehnungsmessungen an Zugprobekörpern enthielt, wie sie in Fig. 35a und b dargestellt sind. Es sind dies, so weit mir bekannt ist, die einzigen Versuche, welche die Verlängerungen des Betons an Zugkörpern durch direkte Zugversuche bestimmen. Der zu den Probekörpern verwendete Beton hatte im Schaft, an welchem die größten Dehnungen gemessen wurden, eine Mischung von 300 bzw. 500 kg Zement pro cbm Sand und Kies; die Köpfe der Zugprobekörper waren alle in der Mischung von 500 kg Zement pro cbm Sand und Kies hergestellt. Die Eiseneinlagen

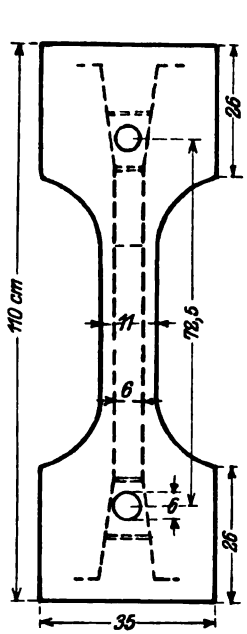


Fig. 35 a.

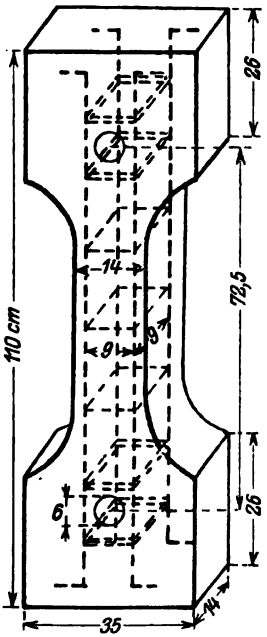


Fig. 35 b.

Fig. 35a u. b. Dehnungsmessungen an Zugprobekörpern (Versuche von Schüle).

waren bei den schwächeren Probekörpern (Fig. 35a), bei welchen der Schaftquerschnitt 11,1 × 11,3 cm = 125 qcm betrug, je 4 Eisen von 2 mm, 8 und 15 mm Durchmesser. Die Prüfung dieser Probekörper erfolgte im Alter von 4—6 Wochen. Die in Fig. 35b ersichtlichen stärkeren Querschnitte waren 14 × 14,1 cm = 197 qcm im Schaft. Die Eiseneinlagen waren 4 ∅ 8 mm oder 4 ∅ 15 mm. Die Prüfung dieser Probekörper erfolgte im Alter von $5^1/_2$ Monaten; sie wurden bis zur Prüfung unter feuchtem Sand aufbewahrt.

[1]) Resultate der Untersuchung von armiertem Beton auf reine Zugfestigkeit und auf Biegung unter Berücksichtigung der Vorgänge beim Entlasten. Mitteilung der Materialprüfungsanstalt Zürich, Heft 10. Verlag Speiel.

Digitized by Google

Schüle fand für die größten gemessenen Dehnungen ohne Berücksichtigung der bleibenden Dehnungen beim Entlasten, folgende Werte:

Für die $5^1/_2$ Monate alten Zugproben fand er bei einem Eisenprozentsatz von 3,6% die größten Dehnungen zwischen 0,14 und 0,26 mm/lfd. m.

Bei 1% Eisengehalt 1,0 bis 1,08 mm/lfd. m.

Bei den 5 Wochen alten Probekörpern ergaben sich bei 5,6% Eisen (4 ∅ 15 mm) Verlängerungen von 0,2—0,41 mm/lfd. m.

Bei 1,6% (4 ∅ 8 mm) 1,05—1,38 mm/lfd. m.

Bei 0,1% (4 ∅ 2 mm) 0,3—0,47 mm/lfd. m.

Schüle bemerkt zu diesen Versuchsergebnissen, daß die Probekörper mit starker Bewehrung an den Köpfen gerissen sind, bevor noch größere Dehnungen im Schaft gemessen werden konnten. Nur bei dem Eisengehalt von 1% und 1,6% konnten die größtmöglichsten Dehnungen auf der Schaftstrecke erreicht werden, welche Mithilfe von Bauschingerschen Spiegelapparaten auf eine Meßlänge von 15 cm ermittelt wurden. Bei dem Eisengehalt von 0,1% ist kein so großer Unterschied gegenüber den nicht bewehrten Betonkörper; die größte gemessene Dehnung beträgt auch hier nur etwa 0,4 mm/lfd. m.

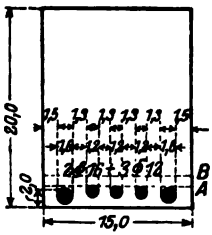


Fig. 36. Dehnungsmessungen an Eisenbetonbalken (Versuche von Considère).

Die größten Dehnungen konnten beim Eisengehalt von 1 und 1,6% gemessen werden. Im ersten Falle betrug sie im Mittel 1 mm/lfd. m. Im letzten Fall war die größte gemessene Verlängerung des Betons vor dem Auftreten des ersten Risses 1,38 mm/lfd. m., also auch, wie bei den Considèreschen Versuchen, ein Mehrfaches der Dehnung bei nicht bewehrten Betonzugkörpern.

Die Fettigkeit der Mischung scheint keinen Einfluß zu haben, im Gegenteil wurden die größten Dehnungen bei der mageren Mischung gemessen.

Nach Bekanntwerden der Kleinlogelschen Versuchsergebnisse hat auch Considère neue Versuche ausgeführt, welche seine zuerst ausgesprochenen Ansichten überprüfen sollten. Sie sind in den Mitteilungen der französischen Akademie der Wissenschaften vom 30. Januar 1905 veröffentlicht. Considère berichtet darüber wie folgt:

„Ich habe die Versuche im Laboratorium der Schule ‚des Ponts et Chausées' unter Leitung von Herrn Mesnager und der Mithilfe von Herrn Mercier durchgeführt. Arbeiter des Herrn Grouselle, eines Betonbauunternehmers, haben zwei 3 m lange Balken mit einen Querschnitt 15 × 20 cm (s. Fig. 36) in der ihnen geläufigen Weise hergestellt (baumäßig). Der verwendete Beton hatte 400 kg Portlandzement auf 400 l

Digitized by Google

Sand und 800 l Kalkschotter. Der Wasserzusatz betrug 9,6% des Trockengewichtes der Materialien. Als Eiseneinlagen wurden 2 ∅ 16 mm und 3 ∅ 12 mm angeordnet.

Der eine Träger wurde an der Luft gehalten, mit Sand zugedeckt, den man im ersten Monat feucht hielt und nachher jeden zweiten Tag besprengte, während der andere nach 24 Stunden unter Wasser gebracht wurde und dort bis zum Versuch verblieb. Diese am 27. und 28. Mai 1904 hergestellten Träger wurden am 21. und 22. November desselben Jahres untersucht, d. i. also etwa nach einem halben Jahre. Die Unterstützungen wurden 5 cm von den Enden und die Belastungen je 70 cm von der Mitte angebracht, so daß eine Strecke von 1,40 m mit gleich großem Moment und Querkraft vorhanden war. In dieser Strecke wurde eine Meßlänge auf der Zugseite von 1,02 m mittels zweier Mikroskope beobachtet, während auf den Seitenflächen zur Beobachtung der Druckerscheinungen eine Strecke von 50 cm diente, die mit Manet-Rabut-Apparaten versehen war.

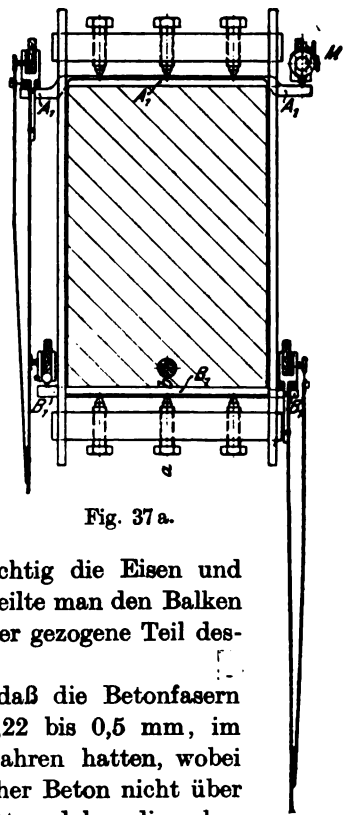


Fig. 37a.

Man hatte vorgesehen, die Belastung so weit zu treiben, bis der Beton 0,635 mm im ersten und 1,3 mm/lfd. m im zweiten Träger gedehnt war. Trotzdem man die Oberfläche mit Zement zu diesem Zwecke abgeglättet hatte, konnte man keinerlei Sprünge auf der Zugseite wahrnehmen. Man entlastete nachher die Träger, entfernte zuerst vorsichtig die Eisen und glich die Schnittfläche tunlichst aus; dann teilte man den Balken längs der Linie B mit einer Säge, so daß der gezogene Teil desselben *A B* vollständig losgelöst war.

Ein Diagramm der Dehnungen ergab, daß die Betonfasern *A B* im ersten Träger Dehnungen von 0,22 bis 0,5 mm, im zweiten Träger von 0,56 bis 1,07 mm erfahren hatten, wobei nicht vergessen werden soll, daß gewöhnlicher Beton nicht über 0,1 bis 0,2 mm Dehnung verträgt. Es hätten daher diese losgetrennten Platten in Stücke zerfallen müssen, wenn der Eisenbeton ebenfalls keine großen Dehnungen aufzunehmen imstande gewesen wäre. Dementsprechend muß festgestellt werden, daß sich von einem Riß keine Spur finden ließ."

Diese Versuche zeigen, daß es Considère gelungen ist, bei den feucht gelagerten Balken das zwei- bis vierfache, bei den unter Wasser gelagerten Eisenbetonbalken das fünf- bis neunfache der

Digitized by Google

Dehnungen des nicht verstärkten Betons zu messen. Allerdings sind diese Considèreschen Versuche selbst geeignet, die aus seinen ersten Versuchen gezogenen allgemeinen Folgerungen sehr einzuschränken.

Bach hat im Jahre 1907 in Heft 39 der Mitteilungen der Forscherarbeiten des V. D. I. (und den folgenden) eine große Reihe von Versuchs-

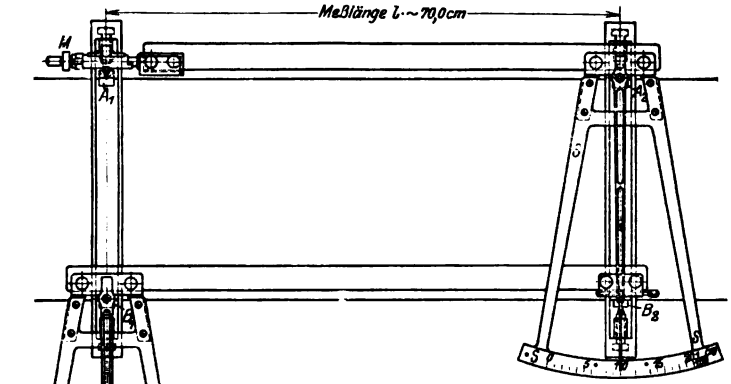


Fig. 37 b. Bachscher Meßapparat zur Messung von Längenänderungen des Betons.

ergebnissen veröffentlicht, welche eine weitere Klärung der Frage der Dehnungsfähigkeit von Beton mit und ohne Eiseneinlagen ermöglichten. Die Versuche wurden an Zugkörpern und an Balken mit und ohne Eiseneinlagen ausgeführt. Die Abmessungen der Balken sind in Fig. 37 a ersichtlich. Der Querschnitt ebenso wie die Eiseneinlagen waren bei den Versuchsreihen verschieden. Die Belastung ist aus derselben Abbildung ersichtlich und es zeigt sich, daß die Meßstrecke von 100 cm auf einer Strecke von gleichbleibendem Moment angeordnet ist.

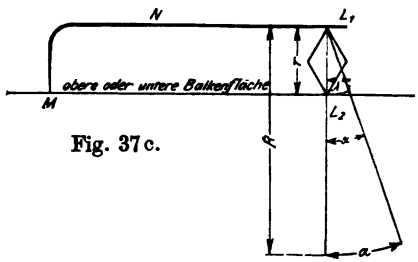


Fig. 37 c.

Fig. 37 a—c. Dehnungsmessungen an Beton (Versuche von Bach).

Um das Eintreten der Risse besser beobachten zu können, wurden die Balken mit einem dünnen Anstrich von Schlemmkreide versehen. Zur Messung der Längenänderungen nicht nur der Verlängerungen an der Unterkante, sondern auch gleichzeitig der Verkürzung an der Oberkante (über welche noch später gesprochen wird), dienten Meßvorrichtungen, die in der Stuttgarter Versuchsanstalt erprobt wurden. Sie sind im Querschnitt in Fig. 37a, in der Ansicht in Fig. 37 b dargestellt.

Digitized by Google

Das Prinzip der Messung der Längenänderungen ist in Fig. 37c aufgezeichnet, aus welchem ersichtlich ist, daß die Längenänderungen, welche die Meßstrecke erleidet, sich in der Entfernung der Instrumententräger äußert. Der feste Punkt wird durch die Spitze der Mikrometerschraube *M* dargestellt und bei einer Längenänderung dreht sich die Schneide am Endpunkt der Meßstrecke. Diese Drehung wird bei dem Übersetzungsverhältnis 1 : 100 auf dem Bogen bis auf $^1/_{1000}$ mm abgelesen. (Eine genaue Beschreibung der Meßvorrichtungen findet sich in Heft 39 der Forscherarbeiten des V. d. I.)

Aus der großen Zahl der Bachschen Versuche, welche auch in spätere Veröffentlichungen fortgesetzt wurden, sind 5 charakteristische Versuchskörper in Fig. 38 dargestellt. Die Mischung der Probekörper war 1 Raumteil Portlandzement und 4 Raumteile Sand und Kies, mit einem Wasserzusatz von 15 Raumprozenten. Das Alter aller Probekörper, welche hier zur Darstellung gebracht sind, betrug am Prüfungstage 7 Monate.

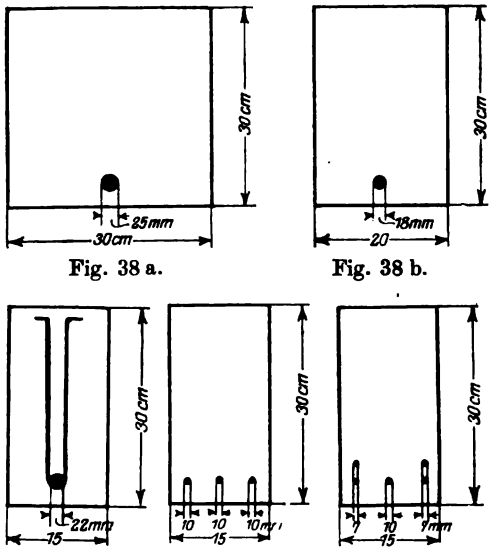


Fig. 38a. Fig. 38b. Fig. 38c. Fig. 38d. Fig. 38e.

Fig. 38a—e. Querschnittsabmessungen zu den Versuchen nach Fig. 37.

Die an den Zugkörpern ohne Eiseneinlagen mit den Abmessungen 20 × 20 cm gemessenen größten Dehnungen betrugen 0,065 bis 0,09 mm lfd. m. Die größten Dehnungen bei den Betonbalken ohne Eiseneinlagen mit 15 × 30 cm Querschnitt betrugen 0,125 mm/lfd. m.

Dem gegenüber ergaben sich für die vor dem Auftreten der ersten Risse gemessenen Verlängerungen des Betons bei Biegeversuchen mit den in Fig. 38a bis e dargestellten Querschnitten 0,127, 0,133, 0,141, 0,267 und 0,242 mm/lfd. m.

Man ersieht schon aus dieser Darstellung, daß es möglich war, bei einer guten Verteilung der Eiseneinlagen, wie dies in dem letztgenannten Beispiel der Fall ist (Fig. 38e), wo 1 ∅ 10 mm und 4 ∅ 7 mm auf den Querschnitt verteilt waren, eine größte Dehnung von 0,241 mm/lfd. m zu messen. Da ist das zweifache der beim gleichen Betonbalken ohne Eiseneinlagen gemessenen und etwa das dreifache der bei dem früher

Digitized by Google

genannten Zugkörpern gemessenen größten Dehnung erreicht worden. Ferner zeigen die angeführten Beispiele dieselbe Erscheinung wie bei den Kleinlogelschen Versuchen, daß die Rißbelastung mit zunehmendem Eisengehalt größer wird.

In Fig. 39 ist eine andere Gruppe von Eisenbetonquerschnitten dargestellt, an welchen bei derselben Spannweite und derselben Bela-

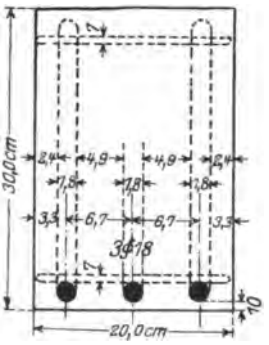


Fig. 39 a.

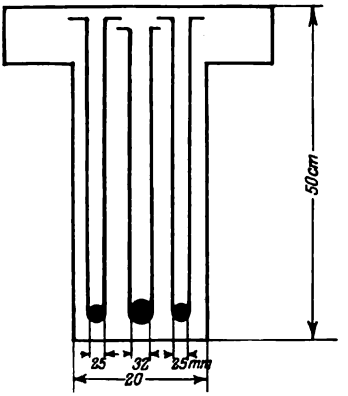


Fig. 39 b.

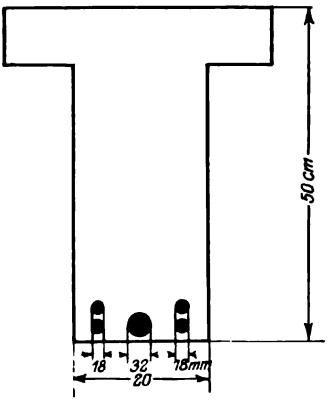


Fig. 39 c.

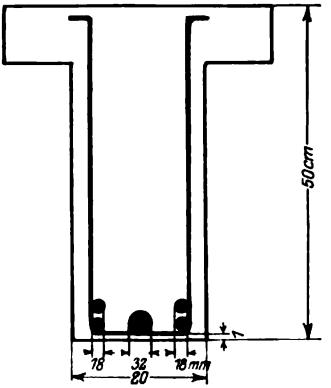


Fig. 39 d.

stungsanordnung wie vorher die größten Dehnungen gemessen wurden, und zwar zeigt sich trotz des größeren Eisenprozentsatzes eine verhältnismäßig kleinere Rißbelastung als vorher. Wir finden für den Balkenquerschnitt nach Fig. 39a die größte gemessene Verlängerung des Betons von 0,191 mm pro lfd. m. für den T-Balken nach Fig. 39b 0,217 bis 0,227, für den T-Querschnitt nach Fig. 39c 0,195 bis 0,225 und für den Querschnitt nach Fig. 39d 0,212 mm/lfd. m.

Digitized by Google

Die größeren der letztgenannten Zahlen für die Dehnungen wurden bei denjenigen Probekörpern ermittelt, bei welchen die Einbettungstiefe der Eiseneinlagen gering war. Ferner ist zu beachten, daß bei allen Probekörpern, bei welchen Bügel vorhanden waren, außerhalb der Meßstrecke an den Bügelstellen Risse entstanden, noch bevor die größte Dehnungsfähigkeit des Betons erreicht war, was darauf hinweist, daß die Bügel unter Umständen Veranlassung zu Rißbildung geben können. Darüber soll noch gelegentlich an anderer Stelle gesprochen werden.

Daß auch Eisenbetonquerschnitte mit einem größeren Eisenprozentgehalt kleinere Rißlasten und damit auch keine wesentliche Erhöhung der gesamten größten Dehnungen aufweisen, zeigt ein Beispiel aus den

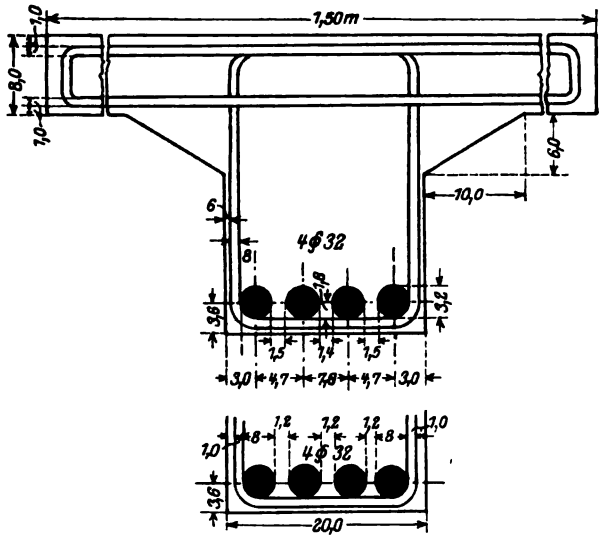


Fig. 39 e.

Fig. 39 a—e. Querschnittsabmessungen zu den Versuchen nach Fig. 37.

Bachschen Versuchen, welches in Fig. 39e dargestellt ist (Veröfftl. in Heft 122—123 der Forscherarbeiten des V. d. I.). Die größte gemessene Verlängerung vor dem Auftreten der Risse betrug hier nur 0,119 mm pro lfd. m, weil die Eiseneinlagen nicht gut über den Zugquerschnitt verteilt waren. Beträgt doch der Abstand zwischen den 32 mm ∅ nur 1,6 cm und die 10 mm starken Bügel sind nur 0,6 bis 1,0 cm tief eingebettet.

Endlich zeigen die Bachschen Versuche den Einfluß der Wasserlagerung an einem Beispiel, welches in Fig. 40 dargestellt ist. Die Eiseneinlagen sind hier 7 mm starke Eisenbleche mit Ausfräsungen, von welchen die beiden äußeren 15 und das mittlere 30 cm breit waren. Der Eisenquerschnitt beträgt 4,06 qcm oder 1,4%.

Digitized by Google

Dieser Betonbalken wurde in einer Mischung 1 Rtl. Portlandzement, 2 Rtl. Sand und 2 Rtl. Kies mit 8 Gewichtsprozenten Wasser hergestellt. Im Alter von 100 Tagen wurde an den unter Wasser gelagerten Balken eine größte Dehnung von 0,367 mm/lfd. m gemessen, bei den auf feuchtem Sand und mit nassen Säcken zugedeckten gleichartig hergestellten Probebalken betrug die größte gemessene Dehnung 0,324 mm lfd. m. Bei den Betonbalken ohne Eiseneinlagen, welche unter feuchtem Sand gelagert waren, wurde nach 172 Tagen unter sonst gleichen Verhältnissen eine größte Verlängerung 0,091 mm/lfd. m gemessen.

Daraus folgt, daß hier bei einem unter Wasser gelagerten Eisenbetonkörper eine nahezu 4mal so große Dehnung gemessen werden konnte, als bei dem gleichen Betonkörper ohne Eiseneinlagen.

Auf Veranlassung des Verfassers wurde, nachdem die Bachschen Versuchsergebnisse bekannt geworden sind, bei den Lichterfelder Versuchen die Frage der Dehnungsfähigkeit des bewehrten und nicht bewehrten Betons weiter beobachtet. Die Versuchseinrichtung war hier anders, als bei den Stuttgarter Versuchen.

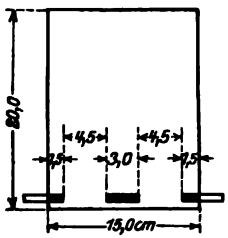


Fig. 40.

In Fig. 41a ist die Prüfungsanordnung dargestellt. Zur Untersuchung gelangten Balken von 1,5 m Spannweite. Die Laststellen waren symmetrisch zur Mitte im Abstand von 50 cm angeordnet. (Eine genaue Darstellung der Versuchseinrichtung ist in der Arbeit s. Fußnote 1 S. 4 beschrieben.)

Die Messung der Verlängerungen an der Zugseite und der Verkürzungen an der Druckseite wurden hier mit Hilfe von Martensschen Spiegelapparaten auf eine Meßlängen von 20 cm vorgenommen, welche innerhalb der beiden Einzellasten an der Stelle des gleichbleibenden Biegungsmomentes angeordnet waren.

Es sei darauf hingewiesen, daß hier auf Veranlassung des Verfassers eine kleinere Meßlänge gewählt wurde, als dies bei den Stuttgarter Versuchen der Fall ist, und wie sie schon vorher bei den Züricher Versuchen verwendet wurde. Schüle hat vorher eine noch kleinere Meßlänge von 15 cm gewählt.

Die Ansichten über die Wahl der Meßlänge sind geteilt. Bei Laboratoriumsversuchen dürfte eine kleinere Meßlänge angebracht sein, weil da nicht nur in der Herstellung des Betons, sondern in der ganzen Versuchsausführung mehr Sorgfalt angewendet werden kann, als dies bei der Prüfung an Bauwerken der Fall ist. Die Übertragung der Meßergebnisse mit kleineren Meßlängen, besonders, wenn sie sehr empfindlich sind auf größere Strecken, ist jedenfalls richtiger, als umgekehrt, die Übertragung der Meßergebnisse von großen Meßlängen auf kleinere Strecken. Dies ist besonders dann der Fall, wenn man aus der Messung

Digitized by Google

der Längenänderungen die in einem bestimmten Querschnitt auftretenden größten Spannungen ermitteln will. Andererseits ist es wohl richtig,

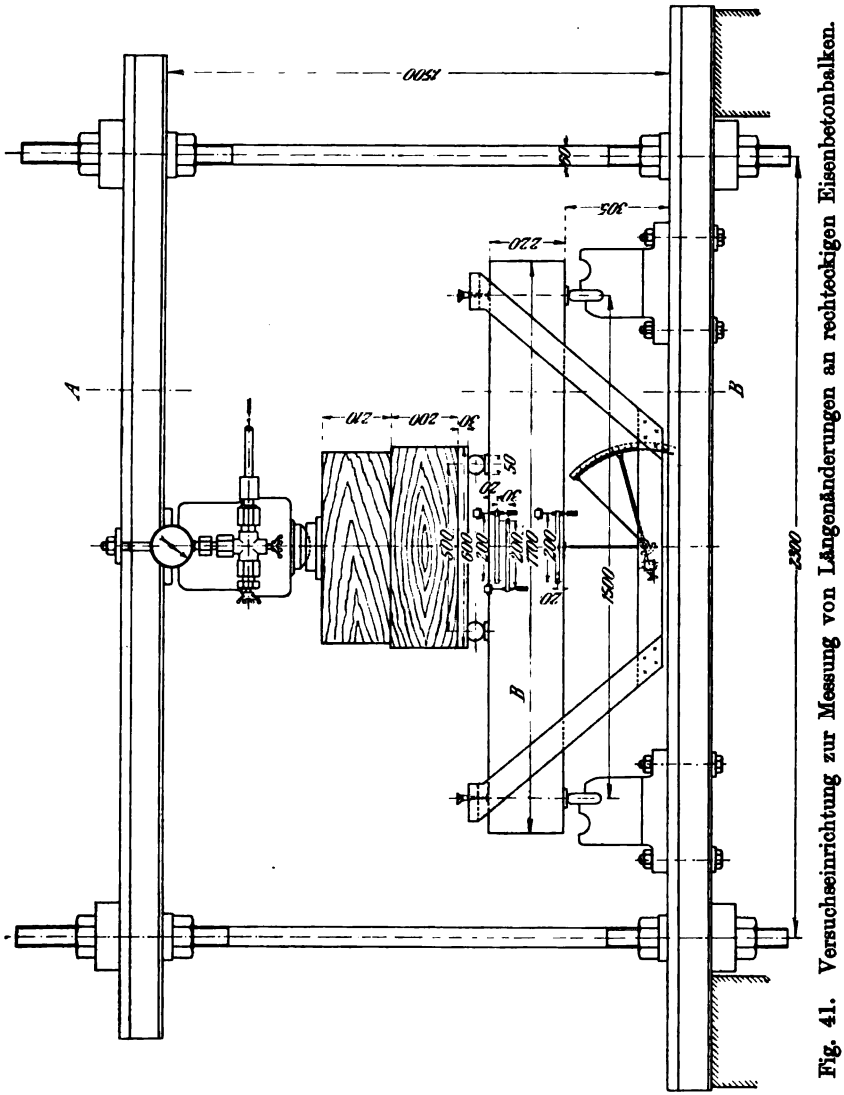


Fig. 41. Versuchseinrichtung zur Messung von Längenänderungen an rechteckigen Eisenbetonbalken.

daß man bei der Anwendung größerer Meßstrecken von kleineren örtlichen Unregelmäßigkeiten unabhängig ist. Jedenfalls aber haben nicht nur die Züricher, sondern auch die Groß-Lichterfelder Versuche die Zuverlässigkeit kleiner Meßstrecken erwiesen.

Digitized by Google

Die Balken, deren Abmessungen in Fig. 42a und b ersichtlich sind, waren aus Beton von einer Mischung von I Teil Zement, 2 Teilen Sand, 4 Teilen Kalksteinschotter hergestellt, und lagerten bis 2 Tage vor der Prüfung zum Teil an der Luft, zum Teil unter feuchtem Sand. Im

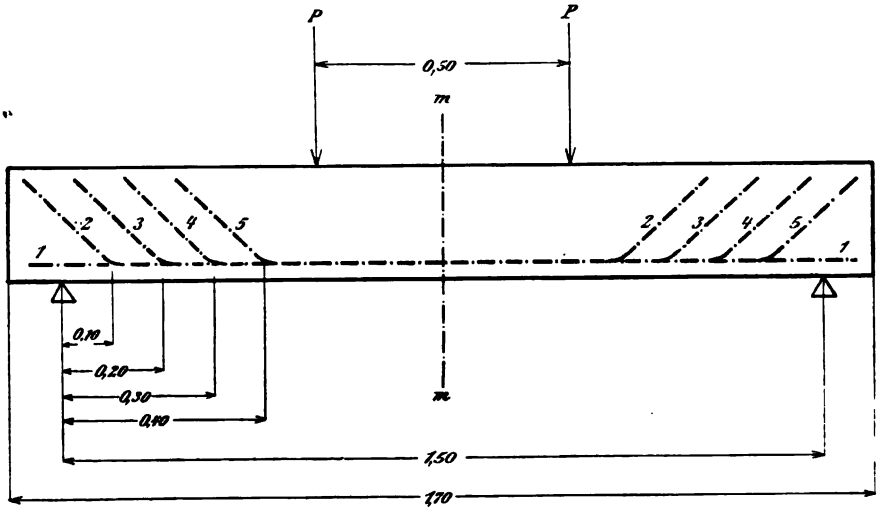


Fig. 42a.

Alter von 70 Tagen erfolgte die Prüfung. Um das Auftreten der ersten Risse mit Sicherheit feststellen zu können, wurden die Unter- und die Seitenflächen der Balken mit einer dünnen Schlemmkreidemischung bestrichen.

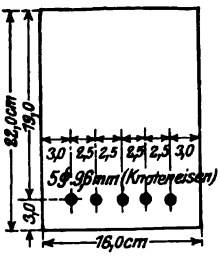


Fig. 42b. Typischer Querschnitt zu den Versuchen nach Fig. 41.

Die Spiegelapparate und die Durchbiegungsmesser (Bauschingersche Durchbiegungsapparate) wurden an den unbelasteten Probekörpern angebracht. Bevor der Balken von der Maschine belastet wurde, stand er nur unter Einwirkung des Eigengewichts und des in Fig. 41 ersichtlichen Einbaues, der über dem Balken lag (als Nullast bezeichnet). Wenn sodann die Maschinenbelastung einsetzte, so wurde in bestimmten Belastungsstufen abgelesen. Die Belastungsstufen wurden nicht zu groß gewählt. Nach 2 Minuten erfolgte die Entlastung auf die Nullast. Nach jeder Be- und Entlastung wurde an den Feinmeßapparaten abgelesen, doch geschah jede Be- und Entlastung so oft, bis aus den gleichbleibenden Ablesungen zu ersehen war, daß die Meßapparate gut arbeiteten.

Beistehende Zusammenstellung zeigt ein Beispiel, in welcher Weise die Messungsergebnisse aufgezeichnet wurden.

Digitized by Google

Zusammenstellung.

Messung der Längenänderungen und der Durchbiegungen an einem Balken nach Fig. 41 und 42.

5 ∅ à 9,7 mm Durchmesser. ($F_e = 3{,}695$ qcm.)

Eigengewicht = 138,3 kg. Nullast = 67,1 kg = N. Alter = 70 Tage.

Belastung in kg	Moment in cmkg	Querkraft in kg	Durchbiegung in $\frac{1}{5000}$ cm	Differenzen der Ablesungen an den Spiegelapparaten: $\frac{a+a'}{2}$ in $\frac{1}{100000}$ cm	$\frac{b+b'}{2}$ in $\frac{1}{100000}$ cm	$\frac{c+c'}{2}$ in $\frac{1}{100000}$ cm	Anmerkung
N[1])	1677,5	33,6	0	0	0	0	Feuchtigkeit 53 %.
300	7500	150	17	39	29	36	Temperatur 19° C.
N	—	—	1	1	1	—1	
600	15000	300	40	82	58	78	
N	—	—	3	4	2	6	
900	22500	450	67	133	90	127	
N	—	—	10	14	10	13	
1200	30000	600	99	196	126	160	
N	—	—	18	28	18	24	
1500	37500	750	137	254	164	210	
N	—	—	29	34	20	29	
1800	45000	900	189	329	208	266	
N	—	—	43	52	30	44	
2100	52500	1050	270	420	253	373	Bei 2100 kg ein Riß unterhalb des Lastangriffes.
N	—	—	70	77	42	78	
2400	60000	1200	349	514	289	542	Bei 2400 kg verlängert sich der alte Riß, ein neuer Riß unterhalb des Lastangriffes in derselben Seitenfläche.
N	—	—	102	101	47	100	
2700	67500	1350	453	611	328	725	Bei 2700 kg vier neue Risse in der anderen Seitenfläche, außerdem zwei neue Risse in der gegenüberliegenden Seitenfläche.
N	—	—	137	133	57	120	
3000	75000	1500	557	711	369	861	Bei 3000 kg in der ersteren vier neue Risse; ein Riß geht in der Unterfläche durch. — Riß in der Meßlänge.
N	—	—	154	152	66	233	
3300	82500	1650	632	788	408	960	Bei 3300 kg in jeder Seitenfläche ein neuer Riß.
N	—	—	171	174	78	244	
3900	97500	1950	812	956	485	1170	Bei 3900 kg in jeder Seitenfläche ein neuer Riß.
N	—	—	205	206	99	265	
4500	112500	2250	1007	1127	567	1391	Bei 4500 kg drei neue Risse. Im ganzen gehen fünf Risse durch.
N	—	—	232	237	118	304	
5100	127500	2550	1127	1368	652	1553	Bei 5100 kg zwei neue Risse. Im ganzen acht Risse durch die Unterfläche.
N	—	—	271	284	150	328	
7150	178750	3575	Bruch				

[1]) Dieser Wert ist für die Messungen als Anfangslast angesehen.

Digitized by Google

Gemessen wurden die Längenänderungen auf beiden Seitenflächen, einer Meßstrecke von 20 cm, wie dies in Fig. 42c ersichtlich ist. Die arithmetischen Mittel aus den Spiegelablesungen in einer Ebene ergaben die Längenänderungen der Balkenachse.

In welcher Weise die Messungen noch weiter verwendet wurden, wird noch später gezeigt werden. An dieser Stelle handelt es sich darum, welche größten Dehnungen an der Zugseite gemessen werden konnten, bevor Risse auftraten. Hierbei wurden auch die bleibenden Dehnungen beim Entlasten gemessen, auf deren Bedeutung bei Eisenbeton zum ersten Male von Schüle hingewiesen wurde.

Die größten gesamten Dehnungen im Beton, welche vor dem Bruch gemessen werden konnten, ergaben bei den trocken gelagerten Balken die Werte von 0,09 mm/lfd. m, bei den feucht gelagerten 0,126 mm/lfd. m. Dagegen ergaben die Messungen an den Balken mit Eiseneinlagen die

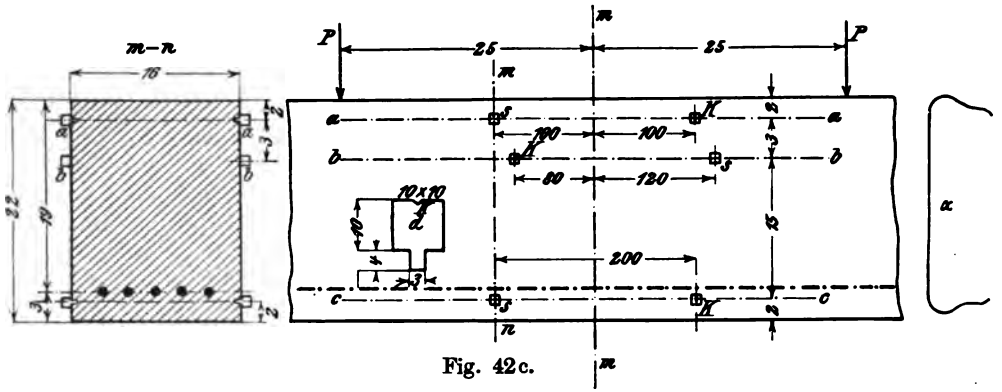


Fig. 42c.

größten Dehnungen von 0,118 bis 0,230 mm/lfd. m bei den trocken gelagerten und 0,172—0,253 mm/lfd. m bei den feucht gelagerten Balken. Die größten beim Entlasten gemessenen bleibenden Dehnungen sind nicht unbeträchtlich. Sie betragen 0,01 bis 0,06 mm/lfd. m.

Man ersieht auch aus diesen Versuchen, daß bei Eisenbetonbalken größere Dehnungen vor dem Auftreten der ersten Risse an der Zugseite gemessen werden konnten, als bei nicht bewehrtem Beton von derselben Zusammensetzung. Die größten Dehnungen bei Eisenbeton wurden bei diesen Versuchen bis zum dreifachen der Dehnungen des nicht bewehrten Betons gemessen.

In Zusammenfassung der angeführten Versuche lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

Die gesamten Dehnungen von Beton mit Eiseneinlagen können ein Mehrfaches derjenigen Dehnungen erreichen, bei welchen ein auf Zug beanspruchter oder ein auf Biegung beanspruchter reiner Betonkörper brechen würde. Vorausgesetzt wird dabei, daß die

Digitized by Google

Dehnungsfähigkeit von Eisenbeton mit dem Auftreten der ersten Risse erschöpft wird.

Die größten Dehnungen konnten an denjenigen Eisenbetonkörpern gemessen werden, welche unter Wasser gelagert waren. Sie sind größer als bei trocken gelagerten Eisenbetonkörpern. Die größten Dehnungen von feucht (unter nassen Sand) gelagerten Körpern nähern sich den bei Wasserlagerung ermittelten um so mehr, je feuchter sie gehalten werden.

Die Dehnungsverteilung über den ganzen Querschnitt und über die ganze Spannweite ist um so besser, je besser die Eiseneinlagen über den Zugquerschnitt des Betons verteilt sind und je länger ein Zusammenwirken der beiden ermöglicht wird.

Diese Schlüsse dürfen durchaus nicht verallgemeinert werden. Es erscheint aber durch verschiedene Untersuchungen festgestellt, daß unter gewissen Bedingungen an Eisenbeton größere Dehnungen gemessen werden können, bevor die ersten Risse auftreten, mit anderen Worten, daß die Rißbelastungen größer werden können, als diejenigen Belastungen, welche bei reinen Betonkörpern von denselben Abmessungen den Bruch herbeiführen.

Wie lassen sich die größeren Rißbelastungen und die bessere Dehnungsverteilung bei gut bewehrten Eisenbetonkörpern erklären und welche Nutzanwendung kann man daraus für die Praxis ziehen?

Darüber geben uns die in Fig. 43a und b dargestellten Schaulinien Auskunft, welche aus den Groß-Lichterfelder Versuchen mit Eisenbetonbalken nach Fig. 42 hergeleitet sind. Die Belastungen bzw. die Biegungsmomente sind als Ordinaten, die diesen Belastungen entsprechenden Verlängerungen des Betons als Abszissen aufgetragen.

In Fig. 43a ist die Schaulinie der gemessenen Dehnungen für einen feucht gelagerten, in Fig. 43b für einen trocken gelagerten Balken durch Linie $O\,A\,B\,C$ dargestellt. Die nach jeder Belastung gemessene, bleibende Verlängerung ist durch die Linie $O\,B'$ verzeichnet.

In beiden Abbildungen sind auch die Dehnungen der entsprechenden Balken ohne Eiseneinlagen in der Linie $O\,A'$ eingetragen, die in ihrem letzten Teil bis zur Erreichung der Bruchlast strichliert verlängert wird, da die Dehnungen nicht so weit gemessen werden konnten.

Die Eiseneinlagen müssen die Dehnungen des Betons mitmachen. Hat man daher die letzteren bestimmt, so kann man, da der Elastizitätsmodul des Eisens bekannt ist, die vom Eisen aufzunehmenden Kräfte, die einer bestimmten Dehnung entsprechen, ermitteln. Hierbei muß man aber die Anfangsspannung in den Eiseneinlagen berücksichtigen, welche durch das Schwinden von Beton entstehen. Bei den Versuchen, welche in den beiden Schaubildern dargestellt sind, ist für die Eiseneinlagen ein Elastizitätsmodul $E_e = 1\,824\,000$ kg/qcm bestimmt worden.

Digitized by Google

Das Schwindmaß für den Beton ist auf Grund ähnlicher Versuche für den feucht gelagerten Probebalken mit $\varepsilon_s = 0{,}09$ mm/lfd. m angenommen worden. Sonach ist die beim Schwinden hervorgerufene Druckspannung im Eisen

$$\sigma_e = \varepsilon_s E_e = \frac{0{,}009}{100} E_e = 164{,}2 \text{ kg/qcm}.$$

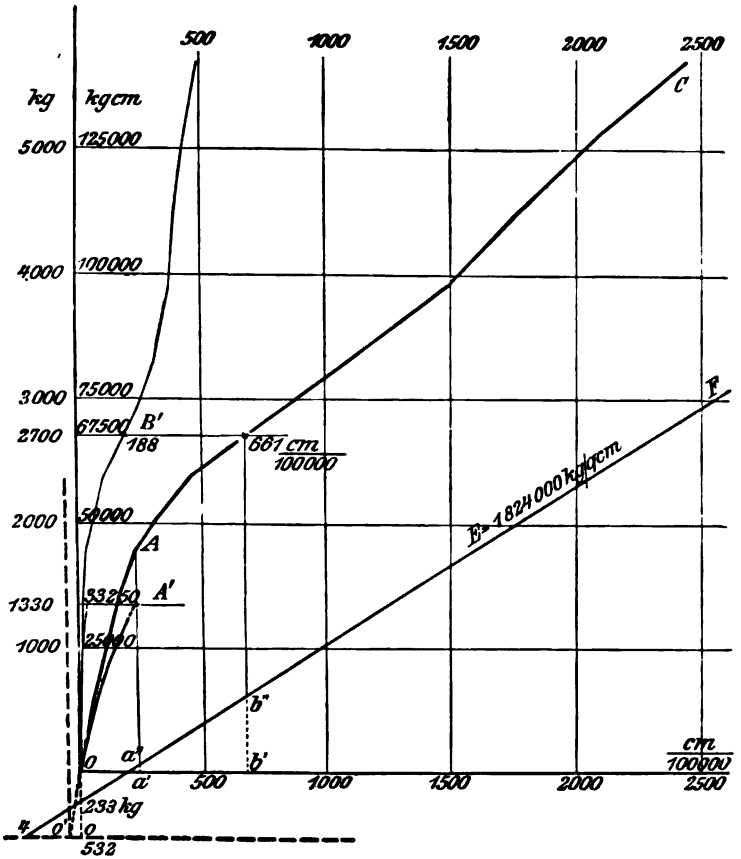


Fig. 43a. Schaulinie der Dehnungen im Beton bei feucht gelagerten Balken.

Sobald der Probekörper in die Maschine gebracht wird, steht er unter dem Einfluß des Eigengewichts und der als Nullast N bezeichneten Belastung des Einbaues. Dadurch entstehen auf der Zugseite sowohl im Beton, als auch im Eisen Zugspannungen.

In dem gegebenen Falle betrug das Eigengewicht des Balkens 142 kg und die Nullast 67,1 kg. Diese ergeben bei einer Spannweite von 1,5 m ein Biegungsmoment $M = 4342$ kgcm. Bei einem Eisenquerschnitt

Digitized by Google

$F_e = 3{,}2$ qcm wurde angenähert σ_e, die Zugspannung im Eisen, mit 90 kg/qcm berechnet.

Zu Beginn des Versuches, bevor die Maschinenbelastung auf den Probekörper einwirkt, werden sonach die in den Eiseneinlagen vorher ermittelten Druckspannungen von 164,2 kg zum Teil durch die Zugspannungen aufgehoben, welche durch die Nullast hervorgerufen und mit 90 kg/qcm vorher berechnet wurden. Es bleibt sonach zu Beginn

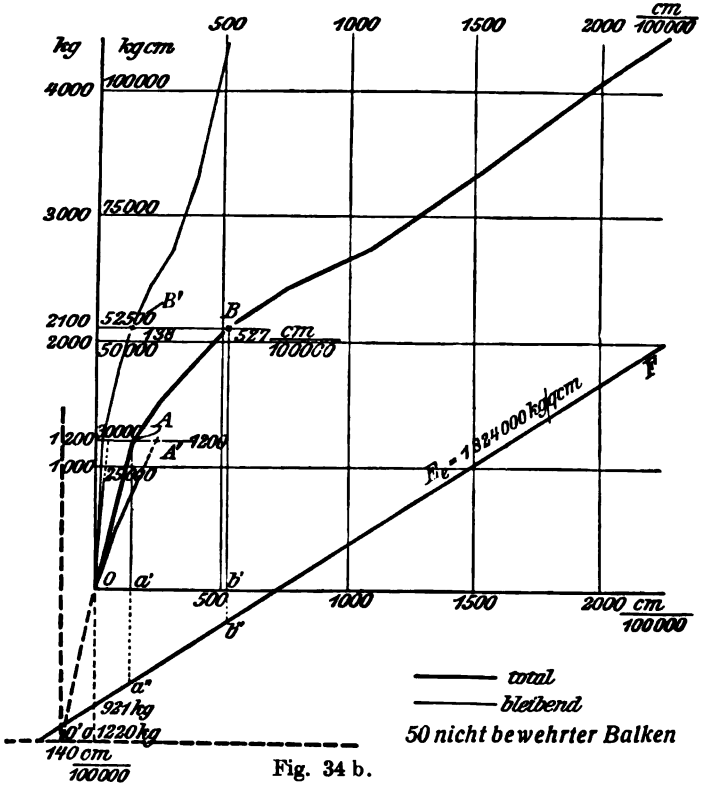


Fig. 34 b.

Schaulinie der Dehnungen im Beton bei trocken gelagerten Balken.

der Belastung durch die Maschine noch eine Druckspannung im Eisen von 164,2 kg − 90 = rd, 70 kg/qcm bei dem unter feuchtem Sand erhärteten Probekörper oder bezogen auf den Gesamtquerschnitt der Eiseneinlagen ($F_e = 3{,}325$ kg) eine Druckkraft von 233 kg. Diese Größe wird von dem Punkt *O* aus in Fig. 43a auf der Ordinatenachse nach unten aufgetragen und durch diesen Punkt wird der Linienzug *O a″ b″ F* gezogen. Dem Nullpunkt der Schaulinie *O* entspricht nach dem vorher Gesagten einer Druckkraft im Eisen von 233 kg.

Digitized by Google

Die durch das Schwinden hervorgerufenen Anfangsdruckspannungen in den Eiseneinlagen vor der Einwirkung des Eigengewichts und der Nullast sind vorher schon mit 164,2 rd. 160 kg/qcm ermittelt worden. Bei einem Eisenquerschnitt $F_e = 3{,}325$ ergibt sich sonach eine Druckkraft im Eisen von 532 kg, welche von dem Punkt O nach o auf der Ordinatenachse aufgetragen wird. Die Verlängerung der Schaulinie für die Dehnungen des Betons ergibt im Schnitt mit der Horizontalen durch o den Punkt O'. Es entspricht sonach dem Punkt O, eine Verkürzung der Eiseneinlagen, welche gleich ist der Größe $o\,O'$ und eine Druckkraft im Eisen gleich $O\,o$.

In ähnlicher Weise wird die Schaulinie in Fig. 43b dargestellt, mit dem Unterschied, daß entsprechend der trockenen Lagerung dieses Balkens das Schwindmaß ε_s mit 0,2 mm/lfd. m angenommen wurde, und dementsprechend auch die Anfangsdruckspannungen im Eisen größer werden, wie dies in Fig. 43b eingetragen ist. Man erkennt in beiden Schaulinien mehrere Stadien, wie sie auch von Considère schon besprochen wurden.

Das erste Stadium, in welchem die totalen Verlängerungen von bewehrtem Beton nahezu gleich sind denjenigen von nicht bewehrten Betonbalken. Dem entspricht in der Schaulinie $O\,A$ bzw. $O\,A'$ beim nicht bewehrten Betonkörper. Bis zum Punkt A ist eine Mitwirkung der Eiseneinlagen auf Zug nicht zu erkennen, wie dies auch im Schaubild in der Ordinate $A\,A'\,a'\,a''$ ersichtlich ist.

Die Ordinaten zeigen die Verteilung der Lastanteile an, welche dem Beton und dem Eisen zufallen. Bei dem Punkt A der Schaulinie fällt der Punkt a' der Abszisse mit dem Punkt a'' in Fig. 43a zusammen. Das besagt, daß an dieser Stelle das Eisen in nahezu spannungslosem Zustand ist, während der ganze Lastanteil, der durch die Ordinate $A\,a'$ dargestellt ist, vom Beton aufgenommen wird. Von diesem Punkt an beginnt das Eisen in demselben Sinne zu wirken wie der Beton, auf Zug. In Fig. 43b, wo beim Erhärten im Eisen größere Druckspannungen entstehen, ist dementsprechend der Abstand $a'\,a''$ größer, weil der für das Eisen entfallende Lastanteil von diesem zur Behebung der größeren Anfangsdruckspannungen gebraucht wird.

Im Punkt A setzt das zweite Stadium mit einer plötzlichen Krümmung der Schaulinie ein. Bis zu dem Punkte B nehmen die Verlängerungen des Betons rasch zu, rascher als die Spannungen. Der Elastizitätsmodul E_{bz} für Beton nimmt ab, der umgekehrte Wert, der Dehnungskoeffizient α_{bz} sehr rasch zu bis zu dem Punkte B, dem Auftreten der ersten Risse. Der Verlauf der Ordinaten zwischen dem Punkt A und B in Fig. 43a zeigt, daß schon ein großer Teil der Kräfte vom Eisen übernommen wird.

Im Punkt B beginnt das dritte Stadium, in welchem die wachsende Beanspruchung nunmehr nahezu ganz vom Eisen aufgenommen wird, was

Digitized by Google

auch an der Parallelität der Schaulinien für den Beton und für das Eisen zum Ausdruck kommt.

Verschiebt man das Koordinatensystem nach dem Punkte O', so erhält man das Anfangsstadium, welches den Zustand der Probekörper zu Beginn der Erhärtung entspricht. Die Linien zwischen $O'B$ in Fig. 43a und 43b decken sich beinahe vollständig. Ein Vergleich zeigt, daß in beiden Darstellungen die Schaulinien zwischen O' und B nahezu übereinstimmen. Verschieden sind nur die durch das Schwinden entstandenen bleibenden Verlängerungen oO' des Betons, je nachdem eine trockene Erhärtung oder ein Einhärten unter feuchtem Sand erfolgt ist.

Die gesamte Verlängerung, die der Beton in beiden Fällen beim ersten Auftreten der Risse aufnahm, setzt sich zusammen aus der Strecke Ob' und oO'. Sie beträgt in Fig. 43a 0,295 mm/lfd. m und für den trocken gelagerten Probekörper in Fig. 43b 0,303 mm/lfd. m.

Man ersieht aus diesen Betrachtungen, daß in der Tat die gesamten Dehnungen bei gleich bewehrten, aber beim Erhärten verschieden gelagerten Balken nahezu gleich sind, wenn man die vor der Belastung auftretenden Anfangsspannungen und Dehnungen mit berücksichtigt.

Noch größer wird der Unterschied in den Dehnungen bei einem unter Wasser erhärteten Eisenbetonkörper, wie dies auch an einem Beispiel der Bachschen Versuche gezeigt wurde. Bei der eintretenden Volumenvergrößerung wird das Eisen Zugspannungen und der Beton gleichzeitig Druckspannungen erhalten. Mit eintretender Belastung werden die Zugspannungen des Eisens größer, aber die Betondruckspannungen kleiner, weil die Belastung im Beton ebenso wie im Eisen an der Zugseite Verlängerungen hervorruft. Mit fortschreitender Belastung werden die Druckspannungen im Beton durch die entstehenden Zugspannungen wieder aufgehoben, später erst beginnt der Beton, Zugspannungen aufzunehmen, sich zu verlängern. Beim Auftreten der Risse, wenn die Dehnungsfähigkeit erschöpft ist, sind daher nicht nur die Verlängerungen, die der Beton erleiden kann, gemessen worden, sondern auch diejenigen Verlängerungen, welche notwendig waren, den gedrückten Beton in den spannungslosen Zustand zu überführen. Daraus erklären sich auch die von Considère und von Schüle gemessenen großen, gesamten Dehnungen bei Eisenbetonkörpern.

Künstlich kann man auch größere Dehnungen im Beton und damit auch ein späteres Auftreten der Risse durch eine Vorspannung der Eiseneinlagen herbeiführen, indem man dem Eisen beim Einbetonieren eine größere Zugspannung gibt. Dies kann z. B. in der Weise geschehen, daß die Eiseneinlagen an ihren Enden durch besonders eingebaute Federn oder durch Anker in Spannung gesetzt werden. Sobald eine vollständige Erhärtung eingetreten ist, wird die Federkraft nachgelassen und durch das Zusammenziehen der Eiseneinlagen werden dem Beton im Zugquer-

Digitized by Google

schnitt künstlich Druckspannungen mitgeteilt. Es tritt derselbe Zustand ein wie bei Wasserlagerung. Dieser Vorschlag stammt von Koenen,

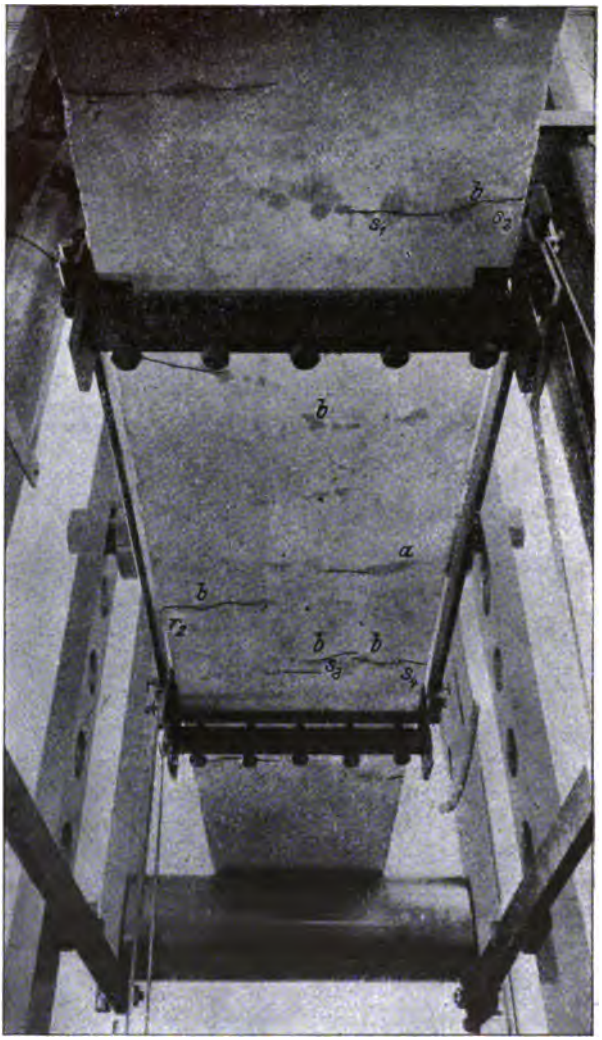


Fig. 44. Auftreten von Wasserflecken (Versuche von Bach).

der ihn im Zentralblatt der Bauverwaltung 1907 veröffentlichte und damit eine größere zulässige Zugspannung im Beton befürworten wollte.

Versuche, welche Bach mit Balken ausgeführt hat, deren Eiseneinlagen Vorspannungen besitzen (veröffentlicht Heft 90, 91 in For-

Digitized by Google

schungsarbeiten des V. d. I.) haben auch gezeigt, daß bei vorgespanntem Eisen die Rißbelastungen um 44 bis 50 v. H. größer wurden, als bei Balken mit Eiseneinlagen ohne Vorspannung. Die Versuche lehrten aber auch, daß die Tragfähigkeit durch die Vorspannung der Eiseneinlagen nicht beeinflußt wird.

Die Beobachtung der sog. Wasserflecke ermöglichte eine Erklärung für die größeren gemessenen Dehnungen. Der amerikanische Forscher Turneaure hat im Jahre 1904 in der Zeitschrift „Engineering News" darauf hingewiesen, daß er auf Grund vorheriger Erfahrungen die Versuchsbalken für Dehnungsmessungen und für die Beobachtung der Risse solange wie möglich naß lagern lasse, da man in diesem Falle selbst die kleinsten Risse im Beton an vorher auftretenden etwa 3 mm breiten Wasserflecken erkenne. Zuerst erscheine eine Wassermarke, die später in einen dunkel aussehenden Haarriß übergehe. Bei Betonbalken ohne Eiseneinlagen sei vor dem Bruch weder ein Wasserfleck noch ein Haarriß zu finden gewesen.

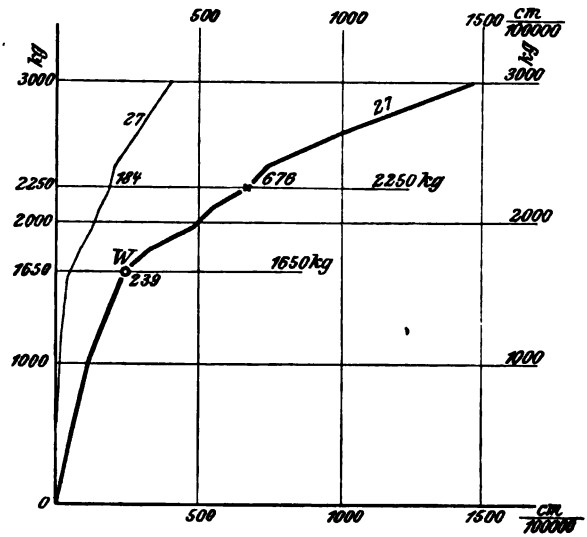


Fig. 45. Schaulinie der Dehnungen im Beton. *W* Auftreten der Wasserflecke.

Die im Jahre 1907 von Bach veröffentlichten Versuche, welche bereits früher erwähnt wurden, haben die Bedeutung der Wasserflecke in systematischer und jeden Zweifel ausschließender Weise dargelegt. Sie haben gezeigt, daß bei den feucht aufbewahrten Eisenbetonbalken an der Unterfläche Wasserflecke entstehen (s. Fig. 44), welche als Vorläufer der Risse anzusehen sind und welche anzeigen, daß an dieser Stelle eine Lockerung des Gefüges eingetreten ist. Die Belastung, bei welcher die Wasserflecke auftreten, entspricht derjenigen Belastung, bei welcher die auf Zug beanspruchten Betonbalken zum Bruche kommen.

In Fig. 45 ist eine Schaulinie aus den Groß-Lichterfelder Versuchen übernommen, welche den Verlauf der Dehnungen mit zunehmender Belastung darstellt, ähnlich wie dies in Fig. 43 geschehen ist. Bei diesen Versuchen hat der Verfasser Gelegenheit genommen, die Frage der

Digitized by Google

Wasserflecke, wie kurz vorher durch die Veröffentlichung von Bach bekannt geworden war, zu untersuchen. In Übereinstimmung mit den Bachschen Versuchen zeigte sich, daß die gemessenen Dehnungen beim Auftreten der Wasserflecke den größten Dehnungen bei nicht bewehrten Betonbalken entsprechen, was auch in der Schaulinie in Punkt *W* beim Eintritt der Wasserflecke durch die plötzliche Krümmung zum Ausdruck kommt.

Wenn auch die Wasserflecke ein Mittel sind, die Verschiedenheit in der Dehnungsfähigkeit von Beton mit und ohne Eiseneinlagen zu überprüfen, so kommt ihnen nicht die Bedeutung zu, die ihnen vielfach beigemessen wird. Mit dem Auftreten der Wasserflecke ist allerdings eine Lockerung des Gefüges verbunden; die Dehnungsfähigkeit des Betons ist aber erst mit dem Eintreten eines Risses erschöpft.

Bei den Versuchen Bachs ist es aber auch mit Hilfe der Wasserflecke möglich gewesen, nachzuweisen, daß die vor dem Bruch bei einem nicht bewehrten Betonbalken auftretenden größten Dehnungen größer sind, als diejenigen, die bei einem auf reinen Zug beanspruchten Körper den Bruch herbeiführen. Bach konnte bei nicht bewehrten Betonbalken bei einer Verlängerung von 0,08 mm/lfd. m Wasserflecke feststellen, während der Bruch erst bei einer größten Dehnung von 0,125 mm/lfd. m eintrat; der Bruch des Betonzugkörpers trat bei einer größten Dehnung von 0,06 bis 0,08 mm/lfd. m ein.

Ferner geht aus den Stuttgarter Versuchen hervor, daß, je besser die Verteilung der Eiseneinlagen über den Querschnitt ist, desto mehr Wasserflecke gefunden werden konnten, und sich mehr Risse über die ganze Länge des Balkens einstellten. Daraus folgt, daß auch eine bessere Wirkung des ganzen Eisenbetonkörpers bei einer besseren Verteilung der Eiseneinlagen ermöglicht wird.

Auf Grund aller besprochenen Versuche und unter Berücksichtigung der mit Hilfe der Wasserflecke ermöglichten Erklärung der größeren gemessenen Dehnungen bei Eisenbeton hat der Verfasser im Jahre 1907 in Dinglers polytechnischem Journal, Heft 22, 1907 nachstehende Folgerungen gezogen:

Die Messungsergebnisse zeigen, daß die Dehnungskurven nach Erreichung der Dehnung, bei der die nicht bewehrten Balken brechen würden, eine starke Krümmung machen. In der Nähe dieser Stelle sollten auch beim bewehrten Balken die ersten Risse entstehen, wenn nicht in dem Verhalten des Betons durch die Eiseneinlagen eine Änderung eintreten würde. Tatsächlich treten die ersten Risse bei Betonbalken mit Eiseneinlagen nicht immer in der Nähe der ersten Krümmung der Kurve auf, und aus dieser Tatsache wurde der Schluß abgeleitet, daß Eisenbeton eine größere Dehnungsfähigkeit besitzt wie der nicht bewehrte Beton. Doch diese größere Dehnungsfähigkeit besteht nur

Digitized by Google

scheinbar, die Dehnbarkeit des Betons an sich wird nicht geändert. Durch die Eiseneinlagen wird jeweilig die sonst zum Bruch führende schwächste Stelle entlastet, andere Stellen werden herangezogen, und je nach der Güte des Betons, der Beschaffenheit der Oberfläche der Verteilung der Eiseneinlagen und der Art der Lagerung (trocken oder naß) ändert sich diese Stelle in der Dehnungskurve. Sie wird in der Nähe der ersten Krümmung liegen, wenn die Probekörper trocken gelagert haben und das Verhältnis der Querschnittfläche des Eisens zum nutzbaren Betonquerschnitt klein ist. Sie wird sich von der ersten Krümmung der Kurve entfernen, wenn dieses Verhältnis größer wird, und wenn die Probekörper naß gelagert haben. Die Dehnungsfähigkeit des Betons an sich wird durch die Eiseneinlagen nicht geändert, geändert wird nur die Dehnungsverteilung über den ganzen Eisenbetonkörper.

Für die Theorie der Berechnung wird man nach dem Gesagten aus den möglichen größeren Dehnungen keinen Vorteil ziehen dürfen. Man wird annehmen müssen, daß im allgemeinen der Eisenbeton keine anderen Dehnungen erfährt, als reiner Beton.

Andererseits wird man aber sehr wohl in der Lage sein, den Vorteil der größeren Dehnungsfähigkeit von Eisenbeton in der Praxis gut verwerten und dadurch eine größere Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen schaffen können. Die Bedingungen hierfür sind aus den Versuchsergebnissen klar abzuleiten. Die Rißbelastung bei Eisenbeton kann erhöht werden, wenn der Beton sehr naß gehalten wird, wenn die Eiseneinlagen so verteilt sind, daß alle Teile der Zugzone gleichzeitig zur Mitwirkung herangezogen werden können, und wenn ferner die Eiseneinlagen derart eingebettet werden, so daß der Abstand zwischen den Eiseneinlagen und von der Außenkante nicht zu gering ist.

Schließlich muß bei Verwendung von Bügeln darauf gesehen werden, daß die Eiseneinlagen gut an die Bügel anliegen und diese auch entsprechend gut verteilt sind. Es hat sich bei verschiedenen Versuchen gezeigt, daß gerade an der Stelle der Bügel Risse eintreten, noch bevor die Dehnungsfähigkeit des Betons erschöpft ist.

5. Das Verhalten von Eisenbeton bei höheren Temperaturen (bei Feuer).

Im ersten Abschnitt wurde gezeigt und durch Versuche bekräftigt, daß Beton ein schlechter Wärmeleiter ist. Schon aus den dort gemachten Angaben geht hervor, daß auch Eisenbeton, falls die Eiseneinlagen entsprechend gut eingebettet sind, höhere Temperaturen auszuhalten vermag, als dies bei anderen Baumaterialien der Fall sein kann. Selbstverständlich hängt die Feuersicherheit von Eisenbeton nicht nur von der Güte des Betonmaterials ab, sondern auch von der guten Verankerung der Eiseneinlagen, wie noch später gezeigt werden wird.

Digitized by Google

Die Wahl der Zuschlagstoffe ist für Feuersicherheit bei Eisenbetonbauten außerordentlich wichtig. Versuche der Stadt Hamburg im Jahre 1895 mit 16 verschiedenen Mischungen zeigten, daß Aschbeton ein besseres Verhalten im Feuer zeigte, als andere Zuschläge. Neuere Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton haben die Überlegenheit von Schotterbeton gegenüber Kiesbeton klargelegt. Diese Versuche, welche von Gary in Heft 11 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton besprochen sind, wurden im Jahre 1910 im Materialprüfungsamt in Lichterfelde ausgeführt. Dort wurden sowohl bei Kiesbeton als auch bei Kalksteinschotterbeton Messungen über den Wärmedurchgang vorgenommen. Hierbei zeigte sich, daß bei einer 5 cm starken Wand das Verhalten von Kiesbeton ganz erheblich abwich gegenüber Kalksteinschotterbeton.

Der Kiesbeton hatte sich im Innern eines vollständig dicht abgeschlossenen Brandhauses während $1^3/_4$ stündiger Erhitzung auf 980° C langsam und gleichmäßig erwärmt. Die Temperatur betrug in einer Tiefe von 1 cm 116°, in einer Entfernung von 5 cm von der Innenfläche 98°. Nach 2 Stunden 20 Minuten, nachdem das Feuer, das bereits auf 770° zurückgegangen war, gelöscht wurde, konnte man 1 cm von der Innenfläche entfernt, eine Temperatur von 390° C und in 5 cm Entfernung 160° C messen.

Bei Kalksteinschotterbeton war die Erwärmung in den ersten $1^1/_4$ Stunden gleichmäßig. Nach $1^3/_4$ Stunden wurde in einer Entfernung von 1 cm von der erhitzten Fläche die Temperatur von 200° C und in einer Entfernung von 5 cm 100° C gemessen. Dagegen betrugen die Temperaturen nach 2 Stunden 20 Minuten bei 1 cm Tiefe 327° und bei 5 cm Tiefe 152°.

Kiesbeton und Schotterbeton zeigen also für die Wärmeleitung ein verschiedenes Verhalten. Ähnlich ist dies bei anderen Zuschlagstoffen der Fall, wie schon auf S. 32 gezeigt wurde.

Bei Eisenbeton ist nun die wichtige Frage, wie stark der Schutz der Eiseneinlage sein muß, und welche Mittel uns nach den gemachten Erfahrungen zu Gebote stehen, um Eisenbeton feuersicher zu machen.

Versuche sind in dieser Beziehung außerordentlich schwierig auszuführen. Die Übertragung der bei kleinen Versuchskörpern oder auch kleinen Versuchsbauten gewonnenen Resultate auf größere Bauten dürfte sich nicht empfehlen. Die bereits erwähnten Versuche, die auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in Lichterfelde ausgeführt wurden, wurden an zwei kleinen Eisenbetonhäusern, deren Decken und Stützen aus Eisenbeton hergestellt waren, ausgeführt. Die Grundfläche der Häuser betrug 4 × 6 m bei einer Höhe von 4 m. Das eine Haus hatte Eisenbetonkonstruktionen, bei welchen die Eisen-

Digitized by Google

einlagen 2 cm tief eingebettet waren, bei dem anderen Haus waren die Eiseneinlagen nur 0,5 cm tief eingebettet.

Ferner wurden zwei verschiedene Betonsorten verwendet: ein Kiesbeton in einer Mischung von 1 : 4 und ein Kalksteinschotterbeton in einer Mischung 1 : 2 : 2. Die Erhitzung wurde durch ein starkes, mehrere Stunden anhaltendes Holzfeuer bewirkt. Nachher erfolgte ein Ablöschen durch einen Wasserstrahl, welcher auf die Deckenteile gerichtet wurde. Die Decke selbst war während der Erhitzung belastet. Vier Wochen nach der Herstellung wurde ein Teil der Innenfläche der Häuser mit Zementmörtel und später mit Kalkmörtel geputzt. Die Brandproben wurden in einem Alter von etwa 140 Tagen ausgeführt. Gary zieht in dem genannten Bericht den Schluß, daß die Tragfähigkeit eines Eisenbetonhauses durch ein gewöhnliches Schadenfeuer nicht leidet, ob die Eiseneinlagen 2 cm oder nur $^1/_2$ cm eingebettet sind.

Es wäre gefehlt, dieses Ergebnis zu verallgemeinern, weil bei größeren und länger anhaltenderen Feuern sich in Wirklichkeit andere Erscheinungen zeigten. Diese lehren, daß die Frage vom Verhalten des Eisenbetons im Feuer nicht durch kleine Versuche gelöst werden kann, bei welchen in der Herstellung eine besondere Sorgfalt an den Tag gelegt wird, und wo die Wirkung des Feuers ganz anders sein muß, als in Wirklichkeit.

In dieser Hinsicht sind in Amerika eine Reihe von wertvollen Erfahrungen gemacht worden, welche uns das Verhalten von Eisenbeton im Feuer auch im Vergleich mit anderen Baumaterialien sehr klar vor Augen führen.

Es ist bekannt, daß in Amerika Großfeuer besonders häufig und verheerend vorkommen. So betrugen in den Jahren 1903—1907 die durch Feuer entstandenen Verluste durchschnittlich 12,66 Mark pro Jahr und Kopf der Bevölkerung gegenüber einem Durchschnittsverlust von 1,38 Mark in Europa im gleichen Zeitraum. Diese Tatsache hatte zur Folge, daß man in Amerika mehr als bei uns Gelegenheit hatte, das Verhalten von verschiedenen Baumaterialien im Feuer zu untersuchen und auch eine größere Anzahl systematischer Versuche ausführte, um den Wert verschiedener Materialien als Feuerschutzmittel zu erkennen.

In dem sehr wertvollen Buch von Joseph Kendall Freitag[1]) sind die Ergebnisse der in Amerika gemachten Erfahrungen zusammengestellt, dem auch ein Teil der nun folgenden Angaben entnommen ist. Znächst handelt es sich darum, festzustellen, welche Temperaturen bei einem Brande zu erwarten sind.

Nach den Erfahrungen, welche man im Jahre 1904 in Baltimore und später in San Francisco gemacht hat, betragen die Temperaturen in

[1]) „Fire Prevention und Fire Protection". Verlag John Wiley & Söhne, New York.

Digitized by Google

Bureauhäusern selten über 1100°C, bei Lager- und Warenhäusern wird diese Temperatur überschritten und kann bis auf 1650° C steigen. Diese Temperaturen sind nicht nur dort zu erwarten, wo solche Riesenfeuer, wie in den beiden genanten Beispielen auftreten, sondern auch da, wo größere Brennstoffmengen zusammenliegen.

Es ist nicht unwesentlich, das Verhalten der verschiedenen Materialien bei solchen Temperaturen kennen zu lernen. Im nachfolgenden seien die wichtigsten Materialien angeführt.

Das Holz fängt im Feuer zu brennen an und behält seine Tragfähigkeit ziemlich lange, wenn es auch kein feuersicheres Material ist. Es ist nur deshalb von Wert, auch darauf hinzuweisen, weil man danach gewisse Vorkehrungen bei der Schalung und den Absteifungen von Eisenbetonbauten treffen kann. Wenn ein Eisenbetonbau bereits in der Erhärtung vorgeschritten ist, so wird ein starkes Feuer selbst dann, wenn die ganze Verschalung abbrennt, noch keine unmittelbare Gefahr für das Bauwerk sein. In dieser Hinsicht ist ein Beispiel von einem Brande in Hamburg nicht ohne Interesse, bei welchem ein Feuer eintrat, noch bevor die Steifen und die Verschalung der Eisenbetonkonstruktion entfernt waren. Das Feuer vernichtete alle Holzbestandteile, die Eisenbetontragkonstruktion blieb jedoch, abgesehen von einigen kleinen Beschädigungen, erhalten.

Das Eisen. Der Schmelzpunkt von Flußeisen, Stahl und Roheisen liegt zwischen 1260 und 1430° C. Daß auch diese Temperaturen erreicht werden können, zeigt ein Beispiel von dem Brande in San Franzisco. In Fig. 46 ist eine schlecht ummantelte Eisenkonstruktion abgebildet, wie sie nach dem Brande in San Franzisco nicht selten zu sehen war.

In der Regel verliert das Eisen schon bei Temperaturen von 550° bis 650° seine Tragfähigkeit, was sich auch bei ungeschützten oder schlecht geschützten Eisenkonstruktionen zeigt. Ein anderer Nachteil ist auch, daß Eisen ein guter Wärmeleiter ist.

Ein Versuch in Hamburg im Jahre 1886 zeigte z. B., daß eine einfache Eisensäule bei einer Temperatur von 600—745°C bei 84,8t brach, trotzdem die errechnete Bruchlast der Säule 303t betrug.

Gußeisen, dessen Schmelzpunkt zwischen 1120 und 1230° C liegt, hat sich bei leichten Bränden selbst unter schweren Lasten wiederholt bewährt. Aus verschiedenen Gründen kann man sich auf Gußeisen aber nicht verlassen. Das Material ist oft inneren Spannungen unterworfen wegen der ungleichmäßigen Abkühlung beim Guß, und diese inneren Spannungen haben wiederholt bei Bränden, wenn die Temperatur über 800° C steigt, zur Zerstörung Anlaß gegeben. Man muß ferner bedenken, daß Gußeisen ein sprödes Material ist, daß also bei einem Nachgeben einer gußeisernen Säule aus irgendwelchen Gründen die Ge-

Digitized by Google

fahr besteht, daß Beanspruchungen auftreten, die es nicht vertragen kann.

Jedenfalls geht aus dem Gesagten hervor, daß Eisen ohne Schutz großen Feuern nicht widerstehen kann.

Steine. Die natürlichen Steine leiden alle unter dem Feuer so stark, daß ihre Tragfähigkeit in Frage gestellt ist. Granit zersplittert oft explosionsartig oder er zerfällt zu Sand.

Kalkstein und Marmor werden bei Hitze von 600—800° C zerstört.

Sandsteine zeigen verschiedenes Verhalten. In manchen Fällen hat er sich gut, in manchen Fällen auch schlecht bewährt. Bei einem

Fig. 46. Das Verhalten von Eisen bei großen Feuern.

Brande in Dresden, über welchen Löser in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1911 berichtet, zeigte sich, daß Sandstein im Feuer sehr gelitten hat, während Vorsatzbeton bei demselben Brande ein gutes Verhalten zeigte. Es scheint, daß bei Natursteinen die Widerstandskraft gegen das Feuer mit der Eigenhärte und dem Siliziumgehalt zunimmt.

Von den künstlichen Steinen sind in erster Linie Ziegel zu erwähnen, deren Widerstandskraft von der chemischen Zusammensetzung und von der Art der Herstellung abhängt. Bei Verwendung von Ziegel im Mauerwerk muß auch für einen guten Verband gesorgt werden und für eine gute Verankerung.

Digitized by Google

Ein ziemlich gutes Verhalten zeigt auch Kalksandstein. Dagegen haben sich Klinkerverblendung und auch glasierte Ziegel, letztere besonders beim Brande von San Franzisco, im Feuer nicht sehr gut bewährt. Auch hart gebrannte Terrakotta-Hohlsteine haben sich nicht sehr gut bewährt, wenn die Wände zu schwach waren. Dagegen hat sich poröse Terrakotta bei guter Ausführung im Feuer gut gehalten.

Beton. Das Verhalten von Beton im Feuer hängt von der Größe der Dehydration ab, wie die Beobachtungen amerikanischer Forscher lehren, die sie bei großen Bränden gemacht haben.

Professor Soulé berichtet in „United States Geological Survey, Bulletin 324", daß bei dem Brande von San Franzisco Beton aus gutem Portlandzement sich sehr gut bewährt hat, nicht nur im Eisenbeton, sondern auch als Schutz für Eisenkonstruktionen.

Humphrey faßt seine Beobachtungen in demselben Falle dahin zusammen, daß die Dehydration des Betons bei großen Feuern auf seine Feuersicherheit von größtem Einfluß ist, daß diese davon abhängig ist, bis zu welcher Tiefe sie vordringt. Je besser das Eisen im Beton eingebettet ist, desto wirksamer ist die Wärmeisolation, die er gewährt. Humphrey hält eine Stärke von 2,5—5 cm für Bureauhäuser für einen genügenden Schutz, bei Warenhäusern müßte die Einbettungstiefe etwas größer sein.

Sehr wertvoll sind die Studien, welche Rud. P. Miller während einer Reihe von Jahren als Vertreter der Baupolizeibehörde in New York über das Verhalten von Eisenbeton im Feuer gemacht hat. Er faßt seine Beobachtungen dahin zusammen, daß der Beton bis zu einer Tiefe von durchschnittlich 2,5 cm durch starke Wasserstrahlen, wie sie zum Löschen des Feuers dienen, zerstört werden kann. Ferner dürften keine Zuschlagstoffe verwendet werden, die im Feuer zerfallen.

Als empfehlenswerte Mischungen werden angenommen: 1 Teil Zement : 2 Teilen Sand : 5—6 Teilen Asche für Aschbeton und 1 Teil Zement : 2—2,5 Teilen Sand : 4—5 Teilen Kies oder Schotter für Kies- oder Schotterbeton. Die Mischung von 1 : 2 : 4 bei Schotterbeton und 1 : 6 bei Kiesbeton wird als vollkommen genügend angesehen.

Plastische Mischungen haben sich besser verhalten, als trockene Betonmischungen.

Man ersieht besonders aus den amerikanischen Erfahrungen, daß eine Einbettungstiefe von 2,5 cm oder noch weniger nicht in allen Fällen als genügender Schutz anzusehen ist.

Eine Schichte von 2,5 cm für stärkere Konstruktionsteile kann als genügender Schutz betrachtet werden, wenn die Konstruktion sorgfältig und gut ausgeführt ist. Ein Beispiel hierfür ist in der bereits erwähnten Veröffentlichung von Löser angeführt. In einem zwei Jahre alten

Digitized by Google

Eisenbetonbau in Dresden war ein Brand ausgebrochen. Die Bauteile enthielten bis 12 cm starke Eisenbetondecken mit nur 1 cm Einbettungstiefe und Eisenbetonunterzüge, welche 26—46 cm in den Raum hineinragten, bei welchen die Eiseneinlagen etwa 2—3 cm tiefeingebettet waren. Die sichtbaren Unterseiten der Eisenbetonbauteile hatten außerdem Kalkputz, welcher für den ersten Anwurf mit einem Zementzusatz versehen war. Die Temperatur stieg bis etwa 1100° C, was aus dem Verhalten verschiedener Materialien geschlossen werden konnte. Der Putz ist stellenweise abgefallen. An den Eisenbetondecken und Balken traten weder Rißbildungen noch Durchbiegungen ein. Nur an einzelnen Stellen platzten die $1^1/_2$ cm starken Betonschalen ab, wie dies in Fig. 47 ersichtlich ist. Es genügte bei der Wiederherstellung der Deckenkonstruktion, die schlechten Stellen an den Balken und den Unterseiten mit festem Zementmörtel zu verputzen und den Kalkputz zu erneuern.

Fig. 47. Das Verhalten von gut ausgeführten Eisenbetonunterzügen im Feuer.

Zeigt dieser Fall ein gutes Verhalten der Eisenbetonkonstruktion, da die Eiseneinlagen entsprechend gut mit dem Druckteil verankert waren, so lehrt Fig. 48 das teilweise schlechte Verhalten einer Eisenbetonkonstruktion, wo die Eiseneinlagen nicht genügend eingebettet waren und außerdem noch die Verankerung mit dem Druckgurt mangelhaft war. Dieses Beispiel stammt aus den Beobachtungen bei dem Brande in San Franzisko. Man sieht hier, daß die geringe Betonschicht unterhalb der Eiseneinlagen abgeplatzt ist, und daß das Feuer die Eisen-

Digitized by Google

einlagen angreifen konnte. Die abgebogenen Eisen reichten nicht ganz in die Platte und waren auch nicht mit Haken versehen, so daß nach dem Freilegen der Eiseneinlagen ein Loslösen derselben vom Beton erfolgen konnte.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß Beton nicht nur für Eisenkonstruktionen ein guter Schutz ist, sondern auch für Beton und Eisenbetonkonstruktionen. Die Frage, wie stark der Betonmantel sein muß, ist zum größten Teil durch die genannten amerikanischen Versuche festgestellt worden, deren Ergebnisse auch durch die in der Praxis ge-

Fig. 48. Das Verhalten von schlecht ausgeführten Eisenbetonunterzügen im Feuer.

machten Erfahrungen bestätigt wurden. Für weniger wichtige Konstruktionsteile wird ein Schutz von 1,5—2 cm genügen.

Professor Woolson, New York, ist auf Grund seiner ausgedehnten Versuche zu dem Schluß gekommen, daß eine Betonschicht von 5 cm selbst den größten Anforderungen in bezug auf die Feuersicherheit genügen kann. Er hat auch auf Grund seiner Versuche gefunden, daß selbst stellenweise bloßgelegte Eisen die Wärme nicht so sehr nach innen leiten können, daß die Tragfähigkeit des Bauwerkes dadurch in Frage gestellt wäre. Für jeden Fall wird man dafür zu sorgen haben, daß besonders bei großen Feuern und bei einem teilweisen Abplatzen der mit dem Feuer direkt in Berührung stehenden Betonschicht keine nachteilige Wirkung auf die Eiseneinlagen aus-

Digitized by Google

geübt wird. Es muß verhindert werden, daß auch bei einem Bloßlegen der Eiseneinlagen eine Trennung vom Beton erfolgt, wie dies z. B. in dem einen Fall in Fig. 48 ersichtlich ist. Eine genügende Sicherheit ist gewährleistet, wenn die Eiseneinlagen gut verankert sind. Bei den nach der Druckzone abgebogenen und an den Enden mit Haken versehenen Eiseneinlagen ist dies immer der Fall. Es dürfte sich aber auch empfehlen, für eine genügende Verankerung der auf der Zugseite befindlichen unten durchlaufenden Eiseneinlagen zu sorgen.

6. Die Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton.

Der Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton ist zum ersten Male im Jahre 1896 untersucht worden. Dr. Lindeck berichtet in der elektrotechnischen Zeitschrift im Jahre 1896 über Versuche zur Bestimmung der Leitungsfähigkeit verschiedener Betonmischungen. Hierbei zeigte sich, daß der Widerstand mit der Durchfeuchtung abnimmt, und daß die Leitungsfähigkeit von magerem Beton schlechter ist, als bei fettem Beton. Wie groß der Einfluß der Feuchtigkeit ist, geht aus einigen Zahlen hervor, welche Magnusson und Smith in den „Proceedings des Amerikanischen Instituts of Electrical Engineers" angeben.

Versuche an Betonwürfeln von 2,5 cm, 5,1 und 7,6 cm Seitenlänge haben für trockenen Zementmörtel einen spezifischen Widerstand von 1060300 · 103 Ohm ergeben, während der spezifische Widerstand von nassem Zementmörtel 7,4 · 103 Ohm beträgt. Die Zahlen gelten für je 1 qcm zweier gegenüberliegender Seitenflächen. Man wird daher besonders bei Fundamenten, wo Grundwasser oder eine gewisse Erdfeuchtigkeit vorhanden ist, mit dieser Erscheinung zu rechnen haben.

Für frischen, feuchten Beton beträgt nach neueren Versuchen des Bureau of Standards in Washington der Leitungswiderstand 4 bis 6000 Ω/ccm. Diese Zahl steigt mit zunehmendem Alter. Bei vollkommener Erhärtung und Austrocknung kann Beton als guter Isolator angesehen werden.

Zu beachten ist ferner, daß ein Zusatz von 2—3% Kochsalz oder Chlorcalcium, welche manchmal bei Abbindung des Betons bei niedriger Temperatur zugesetzt wird, die Widerstandsfähigkeit um etwa 20—25% verringert.

Die gewöhnlichen elektrischen Ströme, mit denen in der Praxis zu rechnen ist, sind entweder die vagabundierenden Ströme, die meistens von den Schienen der Straßenbahnen ausgehen, oder sie entstehen durch Undichtigkeit der elektrischen Leitungen.

Digitized by Google

Bei ausgeführten Versuchen, bei welchen Eisenbeton der Wirkung des elektrischen Stromes ausgesetzt war, zeigte sich ein verschiedenes Verhalten, je nachdem das Eisen die Anode oder die Kathode war. An der Anode wird Sauerstoff abgeschieden, welcher an dem Eisen Rost erzeugen kann und die Ursache von Zerstörungen ist.

Diese Erscheinung wurde zum erstenmal von Knudson in den Proceedings des Amerikanischen Instituts of Electrical Engineers im Jahre 1907 hervorgehoben. Spätere Versuche von Nicholas (Engineering News 1908) und Gehler (Beton und Eisen 1910) bestätigten diese Erscheinungen. Gleichzeitig wurde besonders von Gehler festgestellt, daß die Druckfestigkeit des Betons vermindert wurde, was darauf zurückzuführen ist, daß der Beton einerseits bei den Versuchen stark

Fig. 49 a. Einwirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton.

erwärmt wird, andererseits aber auch wahrscheinlich chemische Veränderungen erleidet. Gehler fand eine Festigkeitsabnahme von etwa 30% bei 1—3 Amp.; außerdem entstanden Risse im Beton.

Von Interesse ist die von Barker und Upson (Engineering News 1911) festgestellte Gewichtsabnahme des Eisens. Bei Probewürfeln aus Zementmörtel 1 : 2, in welchen ein 19 mm starkes Rohr eingebettet war, fanden sie einen durchschnittlichen Eisenverlust von 0,2 g bei 0,1 Amp.

Versuche von Langsdorf aus dem Jahre 1909 mit Beton von einer Mischung 1 : 3 : 5 mit 3,8 cm starken Eiseneinlagen ergaben bei einem Strom von 0,05 Amp. im Alter von 50 Tagen einen Eisenverlust von 2,5 g pro Woche, welcher bei 0,2 Amp. auf 7,0 g stieg.

Ist das Eisen die Kathode, so zeigt sich aus allen Versuchen, daß es nicht angegriffen wird, da der an der Kathode ausscheidende Wasserstoff auf das Eisen keine Wirkung hat.

Digitized by Google

Gewöhnliche vagabundierende Ströme sind wohl zu schwach, um das Eisen anzugreifen. Erst bei höheren Spannungen von 1—1,5 Volt kann eine sichtbare Wirkung eintreten, wenn der Beton feucht ist.

Bei Wechselströmen wird das Eisen nicht angegriffen. Manchmal tritt trotzdem eine Zerstörung des Betons ein, wie dies von Langsdorf gezeigt wurde, wahrscheinlich infolge der bei höheren Spannungen auftretenden höheren Temperaturen.

Die Rißbildung im Eisenbeton bei Gleichstrom ist wiederholt untersucht und auch in verschiedener Weise erklärt worden. Die Annahme, daß Gasentwicklung sprengend wirkt, wurde durch Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (veröffentlicht Heft 15 von Berndt, Wirtz und Preuß) widerlegt. Die wahrscheinliche Ursache

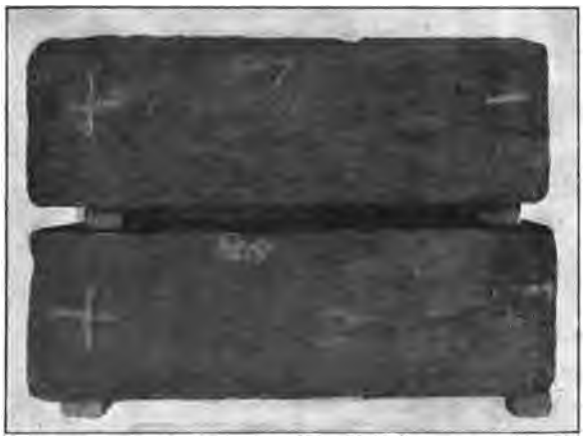


Fig. 49 b. Rissebildung an der Anode.

der Rißbildung, wie sie auch von anderen Forschern angenommen wird, ist die Volumvermehrung der Eiseneinlagen durch die Rostbildung. Diese Annahme wird auch dadurch bestätigt, daß die Risse nur an der Anode auftraten, wo der Rost gebildet wird. Bettet man die Eisen im Beton ganz ein, wie dies in Fig. 49 a ersichtlich ist, und leitet den Strom so, daß das Eisen Anode und Kathode ist, so zeigen sich die Risse auf der einen Seite, auf Seite der Anode, wie dies in Fig. 49 b ersichtlich ist, wie dies unter anderem von Langsdorf festgestellt wurde.

Die sprengende Wirkung der durch die Rostwirkung hervorgerufenen Volumenvergrößerung der Eiseneinlagen wurde auch von Shaffer durch Versuche nachgewiesen (veröffentlicht Engineering Record 1910).

Eisenbetonkörper, bei welchen die Eiseneinlagen derart eingebettet waren, daß der elektrische Strom durch mindestens 9 cm Beton hindurchgehen mußte, wurden während der Versuche in eine Salzlösung

Digitized by Google

gestellt. Die sprengende Wirkung beim Durchleiten des elektrischen Stromes ist in Fig. 50 ersichtlich. Bei diesen Versuchen wurde ein Ausscheiden von Kalkwasser aus dem Beton und die Bildung von Eisenhydroxyd beobachtet. Daß mit der Rostbildung eine Veränderung in der Farbe des Betons verbunden ist, ist selbstverständlich. Doch wurde durch Versuche festgestellt, daß diese Veränderung nur innerhalb dünner Schichten vor sich geht.

Versuche des Bureau of Standard in Washington (veröffentlicht Eng. News 1912) stellten Zersetzungserscheinungen an der Kathode im Beton fest. Es bildeten sich Zersetzungsprodukte und eine schwarze Kruste von Alkali Aluminaten, deren Entstehung auf einen chemischen Prozeß zurückzuführen ist.

Von Interesse ist ferner, daß die Rostbildung der Eiseneinlagen beim Durchgang des elektrischen Stromes von der Beanspruchung abhängig ist, was durch die bereits erwähnten Versuche von Shaffer gezeigt wird, und wie aus beistehender Zusammenstellung hervorgeht.

Querschnitt qcm	Oberfläche	Beanspruchung kg/qcm	Stromstärke[1] in Amp.	Versuchsdauer in Stunden	Gewichtsverlust in g pro Ast
		Druckbeanspruchung			
41	rauh	844	7,80	48	0,151
41	„	unbelastet	7,75	48	0,876
38,4	glatt	844	7,75	48	0,574
Durchmesser in mm		Zugbeanspruchung			
19,2	rauh	1737	1,583	202,75	0,631
19,1	„	1737	1,430	249,75	—
19,2	„	1336	7,800	24,00	0,156
18,3	glatt	unbelastet	3,160	48,00	1,070
19,2	rauh	„	1,500	202,75	0,772
19,2	„	„	7,150	24,00	0,633

Daraus geht hervor, daß belastete Eisen anscheinend weniger rosten als unbelastete.

Die hier angeführten Versuche beziehen sich hauptsächlich auf schwache Ströme. Die für Eisenbeton in Betracht kommenden Fälle, wo Ströme sehr hoher Spannung auftreten, sind sehr selten und die Versuche in dieser Hinsicht nicht so zahlreich.

Das Bureau of Standards in Washington hat Versuche mit 50—60 Volt Spannung an kleinen Probekörpern von 15 cm Durchmesser und 20 cm Höhe bei einer Mischung 1 : $6^1/_2$ durchgeführt. Diese enthielten 30 cm lange, in der Richtung der Achse 18 cm tief eingebettete Elektroden. Die Probekörper wurden 20 Tage unter feuchtem Sand aufbewahrt. Vor dem Versuche wurden sie in einem Blechzylinder von 18 cm Weite

Digitized by Google

in ein mit Wasser gefülltes Gefäß gestellt. Je nach der Verbindung mit den Leitungsdrähten konnte die Elektrode als Anode oder Kathode wirken. Die Versuche wurden hier mit Strömen von 50—60 Volt Spannung ausgeführt, und zeigten im wesentlichen dasselbe Verhalten wie bei den schwächeren Strömen. In den ersten Stunden konnte eine Temperaturerhöhung von 12—25° C festgestellt werden. Ferner machte sich eine merkliche Zunahme des Widerstandes bemerkbar.

In neuerer Zeit sind im elektrotechnischen Institut in der Technischen Hochschule in Danzig Versuche über den Einfluß hochgespannter Ströme auf Eisenbeton ausgeführt worden, über welche Lubowsky in der Elektrotechnischen Zeitschrift 1914 berichtet.

Der Beton war in einer Mischung 1 : 2 : 2 und 1 : 3 : 3 hergestellt. Ein Versuchskörper mit Eisenblecheinlagen wurde 3 Stunden lang bei 11 000 Volt und 0,22 Amp. beansprucht. Der Widerstand stieg dabei auf 45 000 bis 55 000 Ohm. Nach 2 Stunden traten seitlich Dampfstrahlen heraus, denen Lichtbogen von 1—6 cm folgten. Dieselben Erscheinungen wurden an Betonkörpern wahrgenommen, welche mit Eisendrahtspiralen von 4 mm Durchmesser versehen waren. Bei diesen Versuchen zeigte sich, daß sich bei den Körpern mit ungeerdeter Spirale die Spannung nicht durch den trockenen Beton zur Erde mitteilte, sondern seitlich als Funke oder Lichtbogen herausprang und durch die Luft zur Erdungsplatte übertrat. Daraus folgert Lubowsky, daß im Falle von Blitzschutz von Eisenbetonbauten, wo die Eiseneinlagen nicht durch den ganzen Bau bis zur Erde durchgehen, eine eigene Blitzschutzanlage anzuordnen wäre. Dies wird um so notwendiger sein, je älter der Beton ist.

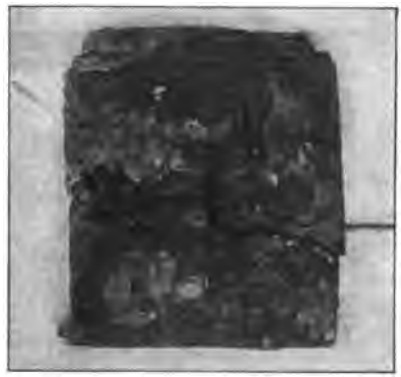


Fig. 50. Versuche von Shaffer über die Wirkung des elektrischen Stromes.

Sorgt man aber dafür, daß eine durchgehende Eisenverbindung durch das ganze Gebäude vorhanden ist, so könnte, wie aus diesen Versuchen hervorgeht, unter Umständen von einer eigenen Anlage zum Schutz gegen Blitzschläge abgesehen werden.

Die hier angeführte kurze Zusammenstellung von Versuchsergebnissen gibt wertvolle Aufklärungen über grundlegende Fragen der Einwirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton. Die Laboratoriumsversuche werden noch fortgesetzt und dürften noch weitere Klärung bringen.

Digitized by Google

Wichtig sind Beobachtungen, die an größeren Bauten gemacht wurden. Die Vorbedingungen für das Auftreten von Zerstörungserscheinungen durch den elektrischen Strom sind Feuchtigkeit und die Berührung von elektrischen Leitungen mit Beton. Sind die Eiseneinlagen mit einer elektrischen Leitung in unmittelbarer Verbindung, so liegt die Möglichkeit einer Zerstörung sowohl des Eisens als auch des Betons vor.

Vagabundierende Ströme können auch durch Gas- oder Wasserleitungsrohre in einen Bau geleitet werden.

Aus der amerikanischen Praxis liegen einige Beobachtungen vor, welche hier erwähnt werden sollen. Brown berichtet im „Engineering News 1911" von einem Speicherbau bei New York. Dieser im Jahre 1906 hergestellte Bau zeigte im Sommer 1907 an zahlreichen Stellen der Decke Abplatzungen und Risse in der Richtung der Eiseneinlagen, besonders in denjenigen Decken, welche Kühlräume überdeckten. Brown stellte fest, daß die Ursache nicht etwa vagabundierende Ströme von einem in der Nähe gelegenen Kraftwerk waren, sondern daß infolge von Undichtigkeit der Lichtleitungen innere Stromkreise mit Spannungsunterschieden bis zu 5 Volt entstanden waren, welche die Zerstörung verursacht haben sollen. An den Berührungsstellen war feuchte Luft in die Rohre der Leitungen gedrungen und die Isolierung undicht gemacht.

Diese Angaben Browns seien hier angeführt, ohne ihnen eine besondere Bedeutung beizumessen, weil andere Angaben desselben Verfassers über Zerstörungen von Stützmauern bei amerikanischen Eisenbahnen infolge von Erdströmen sich als unrichtig erwiesen haben. Bei dem genannten Bau will Brown eine Rostschicht von etwa 6 mm Stärke ermittelt haben. Eine nachträgliche Ausbesserung der abgeplatzten und gerissenen Stellen mit Hilfe von Mörteleinspritzung unter sehr hohem Druck hat nach einigen Jahren ein gutes Verhalten gezeigt.

Jedenfalls geht daraus hervor, daß bei den auch aus Laboratoriumsversuchen bekannten Vorkehrungen die erwähnten Zerstörungserscheinungen verhindert werden können.

An mehreren mit Beton ausgekleideten Tunnels wurden kurz nach der Fertigstellung Zerstörungserscheinungen im Beton beobachtet. Man vermutete den schlechten Einfluß elektrischer Ströme, weshalb an verschiedenen Stellen der Tunnelwände Spannungsmessungen vorgenommen wurden, die mit einer Beobachtung der Wände und der Schienen verbunden war. Die $1^1/_2$ jährigen Beobachtungen und Messungsergebnisse konnten nicht feststellen, ob die Zerstörungen ausschließlich auf die Wirkung der elektrischen Ströme zurückzuführen sind. Jedenfalls aber zeigten sie, daß die Beschädigungen rein örtlich waren und den Kern des Betons unberührt ließen.

Handelt es sich darum, Vorkehrungen zu treffen, um die durch die Versuche festgestellten möglichen Übelstände durch Einwirkung elek-

Digitized by Google

trischer Ströme zu beseitigen, so kommt es darauf an, ob es sich um bereits bestehende oder im Bau begriffene Baulichkeiten handelt.

Bei Neubauten ist ein Zusatz von Kochsalz oder Chlorkalzium zu Beton nicht zu empfehlen, wenn man die Widerstandsfähigkeit gegen elektrische Ströme vergrößern will. Im Wasser oder in feuchter Erde befindliche Betonbauteile sollen gut isoliert werden. Das gleiche gilt auch von elektrischen Leitungen und Wasserrohrleitungen und ähnlichen, die als Leiter vagabundierender Ströme gelten. Die Berührung der Leitungen mit den Eiseneinlagen ist zu vermeiden, ebenso eine Verbindung der Eisen mit dem Grundwasser.

Bei bereits bestehenden Gebäuden wird es zweckmäßig sein, die elektrischen Leitungen in durchlaufenden Röhren anzuordnen und die Isolierung der Leitungen von Zeit zu Zeit zu überprüfen.

Schließlich mag darauf hingewiesen werden, daß ein gut ausgetrockneter Beton einen sehr hohen Leitungswiderstand hat. Bei Hochbauten besteht daher im allgemeinen keine Gefahr durch elektrolytische Wirkungen, um so mehr, als man in der Regel nur mit sehr schwachen Strömen im Beton zu tun hat. Wo jedoch große Feuchtigkeit auftritt und stärkere Ströme zu erwarten sind, dürften die aus den angeführten Versuchen sich ergebenden Mittel genügen, um größere Zerstörungen zu verhüten.

7. Einfluß von rostbildenden Substanzen auf Eisenbeton beim Eintreten von Rissen.

An einer früheren Stelle ist bereits gezeigt worden, daß Eiseneinlagen, welche im Beton gut eingebettet sind, nicht rosten, und daß auch ein kleiner oberflächlicher Rost nicht schadet. Als eine Hauptbedingung hierfür darf wohl die Verwendung von plastischem Beton angesehen werden.

An dieser Stelle soll gezeigt werden, wie weit Rißbildungen bei Eisenbeton die Möglichkeit zum Verrosten der Eiseneinlagen bieten, und bis zu welchem Grade die Sicherheit eines Bauwerkes darunter leiden kann. Vorerst ist es notwendig, einiges über die Bedingungen auszuführen, unter welchen Eisen rosten kann. In dieser Richtung sind Beobachtungen an Eisenkonstruktionen von großem Wert.

In einem im „Engineering News 1914“ erschienenen Aufsatz von Clifford Older sind einige bemerkenswerte Beobachtungen über das Rosten von eisernen Brücken aus der amerikanischen Praxis angeführt. Eine Untersuchung von einer über die Eisenbahn führenden Straßenbrücke hat gezeigt, daß an dieser erst 5 Jahre alten Brücke die Winkelschenkel des Untergurtes auf eine Länge von 1 m völlig zerstört und die anliegenden Schenkel stark angegriffen waren.

Digitized by Google

Ein anderes Beispiel von einer 15 Jahre alten Brücke zeigt Fig. 51a, bei welcher die Zerstörungen durch Rost sehr weit vorgeschritten waren, wobei aber bemerkt werden muß, daß das zur Beseitigung von Eisschichten verwendete Salz für die Zerstörungen teilweise mitverantwortlich ist.

Andere Beobachtungen haben gezeigt, daß die Stege von Walzprofilen in Stärken bis zu 6 mm, welche in einer Bodenschicht mit ausgesprochener saurer Wirkung lagen, in 10—12 Jahren völlig durchrostet waren, trotzdem die Eisen vorher mit einem Farbanstrich versehen wurden. Da der Farbanstrich nach Untersuchungen etwa 2 Jahre Schutz gewährt, wäre sonach das Durchrosten in 8—10 Jahren erfolgt.

Ein Beispiel von einer kleinen Straßenbrücke zeigte, daß der 5 mm starke Steg der ⌊-Eisen nach etwa 10 Jahren durchgerostet war.

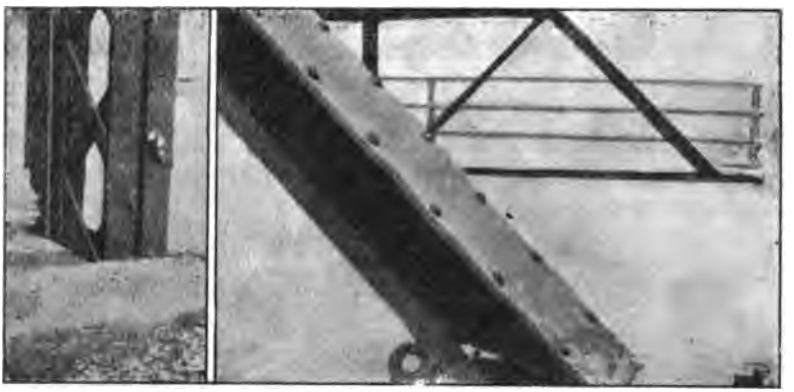


Fig. 51 a. Zerstörungen an eisernen Brücken durch Rostbildung.

In Fig. 51 a sieht man eine Ausbauchung der auf den Winkeln befindlichen Kopfplatte, wie sie bei diesen amerikanischen Beispielen häufig beobachtet wurde. Sie ist eine Folge der Rostbildung an der Anschlußstelle der Platte, durch welche eine Vergrößerung des Volumens hervorgerufen wird.

Endlich sei auf die durch Rostwirkung hervorgerufene Zerstörung einer Bogenbrücke über den Fox River in Illinois hingewiesen. Diese im Jahre 1869 erbaute Brücke hat eine Spannweite von 71 m; der Bogenquerschnitt ist in Fig. 51 b ersichtlich. Die Niete waren 12 mm stark in einer Entfernung von 15 cm. Zwischen der Mittelplatte und den angenieteten Flanschen hatte sich auf jeder Seite der Platte eine Rostschicht von etwa 5 mm Stärke gebildet. Eine Folge davon war, daß beinahe alle Niete in dem oberen und dem unteren Teil des Querschnittes auf der ganzen Länge der Brücke abgesprengt waren. Die Unter-

Digitized by Google

suchung zeigte, daß bei der Eisenkonstruktion auf eine Länge von 3 m nur noch ein Niet vorhanden war. Die Nietköpfe waren teilweise abgerissen, manchmal war auch der Schaft durchgerissen und in einigen Fällen beides. Eine Untersuchung der Bruchstelle zeigte teilweise die deutliche Einschnürung im Niet infolge der großen Zugwirkungen. Das Aussehen der Bruchstelle deutete darauf hin, daß die Nieten zu verschiedenen Zeiten gebrochen sind, einige früher, einige erst in neuerer Zeit. Im ganzen fanden sich noch 10% der verwendeten Niete unversehrt in der oberen und unteren Querschnittshälfte. In einigen Fällen war der Zusammenhang nur durch die Reibung oder durch die schief geschlagenen Nietschäfte erhalten. Es soll noch bemerkt werden, daß die Brücke durch einen mehrfachen Farbanstrich geschützt war.

Die genannten Beispiele können allerdings nur als Ausnahmen bezeichnet werden, aber sie zeigen klar, daß selbst bei sorgfältigen Anstrichen bei Eisenkonstruktionen durch Rostbildung Zerstörungen auftreten können, welche um so verhängnisvoller werden können, wenn noch besondere Bedingungen hinzutreten, die eine Rostwirkung beschleunigen. Eine Folge dieser Beobachtungen macht sich in der amerikanischen Praxis auch bemerkbar dadurch, daß in neuerer Zeit, wo es möglich ist, vielfach die Eisenkonstruktionen mit Beton oder anderen schützenden Verkleidungen umhüllt werden, um die Rostgefahr zu beseitigen.

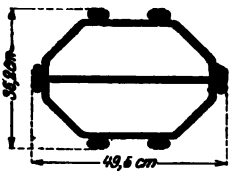


Fig. 51 b.

Die Bedingungen für ein Rosten der Eiseneinlagen bei Eisenbetonkonstruktionen bei der Entstehung von Rissen im Beton sind nicht so günstig, wie bei Eisenkonstruktionen. Selbst wenn man annimmt, daß in einem sehr ungünstigen Falle starke Risse auftreten, so kann die Rostbildung nur eine rein örtliche sein, nur an derjenigen Stelle, wo die Risse vorhanden sind. Es soll gleich bemerkt werden, daß bei richtig ausgeführten Eisenbetonbauteilen, selbst wenn man die Entstehung von Rissen voraussetzt, diese nicht so groß sind, daß rostbildende Substanzen zum Eisen vordringen können. Ferner bilden sich zu beiden Seiten eines Risses meist unebene Flächen, — vielfach versperren auch hervorstehende Kiesstücke den Weg — die ein Vordringen gasförmiger oder flüssiger Stoffe erschweren.

Die Ursachen der Rostbildung bei Eisenbeton sind in dem Vordringen von Feuchtigkeit oder chemischen Substanzen durch die Betonschicht zu suchen. Dieses ist dann möglich, wenn schlechtes Betonmaterial vorhanden ist oder wenn der Beton zu porös ist.

Die Untersuchungen eines Eisenbetonrostes bei einem Bau in Baltimore (veröffentlicht Engineering News 1911) haben gezeigt, daß selbst unter ungünstigsten Verhältnissen eine Betonschutzschicht in der Lage

Digitized by Google

ist, ein vollständiges Verrosten der Eiseneinlagen zu verhindern. Der Eisenbetonrost lag tief unter Grundwasser und bestand aus I-Trägern, welche durch Eisenbetonplatten verbunden waren. Die Betonhülle war an vielen Stellen sehr dünn, manchmal nur 1, 2 cm stark oder noch darunter. An derartigen Stellen trat das Wasser bis zu den Eisen vor, welche nach 7 oder 8 Jahren einige kleine Rostnarben zeigten, die aber ganz unscheinbar waren. Der hierbei verwendete Granitbeton war von einer Mischung 1 : 2 : 4.

Das Dach desselben Baues war mit einer 7,6 cm starken Eisenbetonplatte eingedeckt, wobei Schlackenbeton verwendet wurde. Auch hier war die Arbeit nicht ganz sorgfältig. Die Schutzschicht der Eiseneinlagen war an vielen Stellen ganz dünn, der Beton manchmal recht undicht. Die Untersuchung nach 7 Jahren zeigte, daß der Rost an den undichten Stellen nicht über das Stadium der ersten Narben vorgeschritten war, daß die Rostbildung rein örtlich war, und nur auf diejenigen Stellen beschränkt blieb, wo entweder keine oder nur eine sehr geringe Betonschicht vorhanden war.

Andere Ursachen für ein Rosten der Eiseneinlagen sind eine zu große Wasserdurchlässigkeit des Betons und schließlich, wenn als Zuschlagstoff ein Material verwendet wird, dessen chemische Zusammensetzung Rostbildung ermöglicht.

Bei Eisenkonstruktionen, welche mit Beton ummantelt werden, empfiehlt sich zunächst ein doppelter Farbanstrich, wobei kein Leinöl der Farbe zugesetzt werden darf, weil sonst eine Zerstörung der Farbe eintritt und zwischen dem Eisen und der Umhüllung Hohlräume entstehen, welche zu vermeiden sind. Beim Abriß des 20stöckigen Gillendergebäudes in New York nach einem 14jährigen Bestand zeigte sich, daß von dem Leinölfarbanstrich nichts mehr vorhanden war. Obgleich das Eisen bei diesem Bau sehr gut erhalten war, zeigten sich doch an einigen erwähnten Hohlräumen Rostangriffe, besonders da, wo durch das schützende Mauerwerk Feuchtigkeit durchgedrungen war. Andererseits zeigte sich beim Abbruch eines 13 Jahre alten Hauses in San Franzisco, bei welchem die Eisenkonstruktion mit Beton umhüllt war, daß dieser ein ausgezeichneter Schutz gegen Rostbildung ist, vorausgesetzt, daß die Eisenkonstruktion auch vollständig umhüllt wird.

Die angeführten Beispiele zeigen alle gemeinschaftlich, daß selbst bei einer geringen Betonschutzschichte von 1,5 cm bei einem gut hergestellten Beton eine Rostgefahr durch Vordringen von Feuchtigkeit nicht zu befürchten ist. Gewöhnlich sind aber die Schutzschichten stärker, besonders, wenn die Eisenbetonkonstruktion im Wasser ist. Es darf aber bei Auswahl der Zuschlagstoffe nicht übersehen werden, deren chemische Wirkung vorher genau zu untersuchen.

Digitized by Google

In der Praxis des Eisenbetonbaues wurde als eine der bedenklichsten Ursachen von Rostbildung das Entstehen von Rissen im Beton bezeichnet, und es sind in verschiedenen Ländern aus diesem Grunde strenge Vorschriften erlassen worden: Für Eisenbetonbauten, welche dem Einfluß von schädlichen rostbildenden Substanzen besonders ausgesetzt sind, Eisenbahnbauten verschiedener Art, für Bauteile, welche Rauchgasen, sauren Dämpfen u. a. ausgesetzt sind, letztere allerdings mehr wegen der zu erwartenden chemischen Veränderungen des Betons. Über diese Frage ist schon an einer anderen Stelle gesprochen worden. Hier soll nur der Zusammenhang zwischen den Rissen im Beton und der dadurch möglichen Verrostung der Eiseneinlagen gesprochen werden. Mit dieser Frage haben sich eine Reihe von Versuchen beschäftigt, von welchen im folgenden einige mitgeteilt werden sollen.

Die ersten Versuche zur Klärung dieser Frage sind unter Mitwirkung des Verfassers im Materialprüfungsamt in Lichterfelde ausgeführt worden[1]). Die Frage, welche der Versuchsausführung zugrunde gelegt war, lautete:

Welche Sicherheit bieten Risse, die bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen auftreten, gegen das Eindringen rostbildender Substanzen?

Es wird nicht immer möglich sein, besonders im gewöhnlichen Hochbau, so zu bauen, daß sich die feinsten Risse ganz vermeiden lassen, Risse, welche bei der Erschöpfung der Dehnungsfähigkeit des Betons auftreten.

Bildet das Auftreten derartiger Risse eine Gefahr für die Eisenbetonbauten? Aus statischen Gründen werden sie keine Gefahr bieten. Zwar wird an den Rißstellen die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen gelockert, aber es gibt Mittel, das Zusammenwirken künstlich zu erhalten durch Unebenheit der Bewehrung und durch Verankerung mit dem Betondruckgurt. Eine Gefahr könnten die Risse nur dann sein, wenn sie das Vordringen rostbildender Substanzen zu den Eiseneinlagen ermöglichen würden. Zur Prüfung dieser Frage wurden an 32 Balken Untersuchungen angestellt.

Zu diesem Zwecke wurde eine eigene Prüfungsanlage gebaut (siehe Fig. 52), die im folgenden beschrieben werden soll.

Es konnten gleichzeitig zwei Versuche ausgeführt werden. Die Betonbalken $B\,B$ wurden auf die Auflager $a'\,a'$ auf eine freie Spannweite von 1,50 m gelagert (siehe Fig. 52a). Sie wurden an zwei Stellen $a'\,a'$, welche im gegenseitigen Abstand von 0,50 m symmetrisch zur Mitte angeordnet waren, durch Übertragung mittels eines Hebels $H\,H$ von der Wagschale durch die Last L belastet (siehe Fig. 52b). Da die Hebelübersetzung

[1]) Veröffentlichung s. Fußnote 1, S. 4.

Digitized by Google

1 : 5 war, war L nur ein Fünftel der aufzubringenden Last. War der Balken in $a'a'$ durch 2 P belastet, welche so gewählt wurde, daß sich Risse im Beton bilden konnten, so wurde ein vollständig dicht schließender Kasten k aus Eisenblech zwischen den beiden Lastpunkten eingebaut, der durch Schläuche mit den rostbildenden Substanzen verbunden war. Nach längeren Vorversuchen wurde ermittelt, daß eine Mischung von reiner Kohlensäure, reinem Sauerstoff und Wasserdampf imstande war, in 24 Stunden eine Rostbildung hervorzubringen. CO_2 und O wurden aus Gasbomben entnommen und durch die Flaschen FF geleitet, um die Zahl der Gasblasen durch die Reduzierventile VV regeln zu können (siehe Fig. 52 c). Der Wasserdampf wurde in einem kleinen Kessel durch Heizung mit einer Bunsenflamme erzeugt. Alle weiteren Einzelheiten sind aus Fig. 52 a, b und c zu entnehmen.

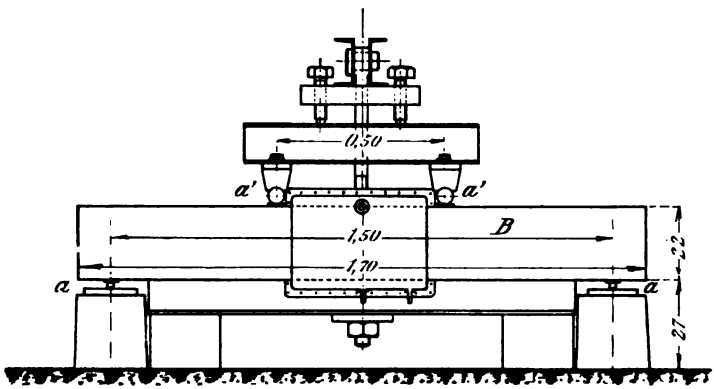


Fig. 52 a.

Bei diesen Versuchen handelte es sich in erster Linie darum, derartige rostbildende Substanzen zu verwenden, die in verdünnter Form in den Atmosphärilien zu finden sind und in kurzer Zeit zum Ziele führten. Eine größere Anzahl von Vorversuchen, bei welchen der Verfasser seine Wünsche auf die Ratschläge der Herren Professoren von Jüptner und Klaudy aus Wien aufbaute, haben erst zu einem Ergebnis geführt. Die ersten Vorversuche wurden mit Wasserdampf H_2O und Kohlensäure CO_2 durchgeführt. Die Balken wurden bis nahe an die Streckgrenze des Eisens beansprucht, so daß die Risse ziemlich weit waren. Die Zuleitung der CO_2 und des H_2O erfolgte durch drei Tage; nachher wurde das Eisen freigelegt, ohne daß eine Wirkung zu sehen war. Der Balken wurde sodann mit den freigelegten Eisen in die Prüfungsvorrichtung eingelegt, CO_2 und H_2O durch drei Tage zugeleitet, und auch dann war keine Wirkung zu erzielen. Derartige Vorversuche wurden an mehreren Balken in der Dauer von 1 bis 3 Tagen durchge-

Digitized by Google

führt. Erst die Zuführung von Sauerstoff O, Kohlensäure und Wasserdampf konnte eine Rostwirkung zustande bringen. (Die Einführung von CO_2 sollte auf das Rosten beschleunigend wirken.)

Balken Nr. 38 wurde mit 6000 kg vorbelastet und in der Prüfungsanlage unter einer Last von 5930 kg mit dem eisernen Blechkasten umgeben. Nach dreitägiger Zuleitung von O, H_2O und CO_2 wurde der Balken zerschlagen, ohne daß Rost zu erkennen gewesen wäre. Um sich von der Rostwirkung der zugeführten Substanzen zu überzeugen, wurde der von der unteren Betonschicht befreite Balken abermals eingebaut. Nach 24 Stunden waren alle Eisen gänzlich verrostet.

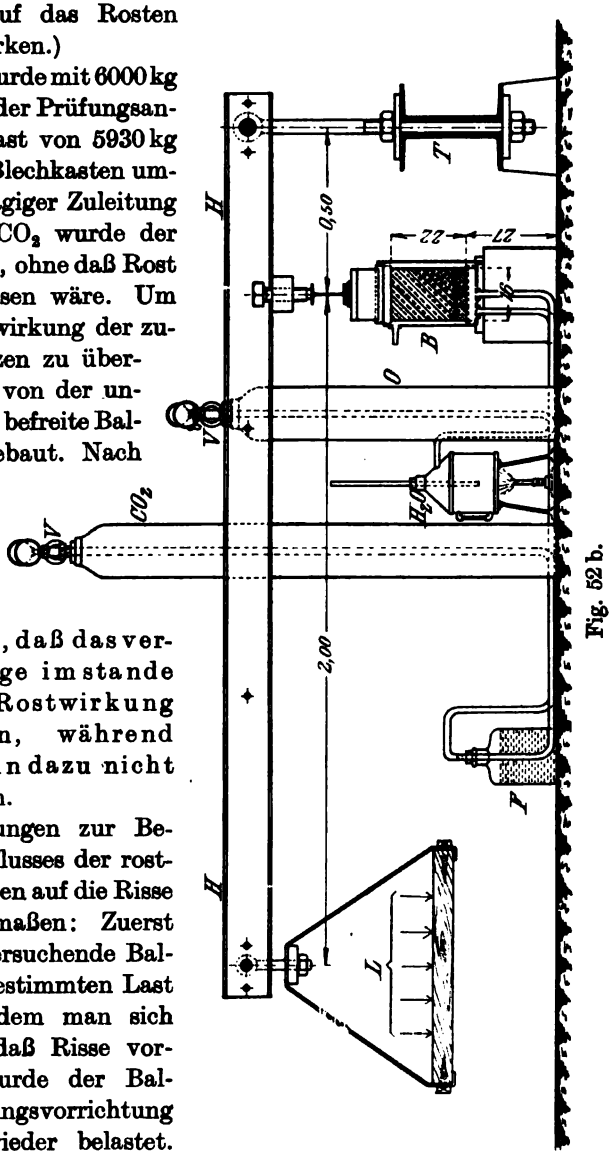


Fig. 52 b.

Auf diese Weise war der Beweis erbracht, daß das verwendete Gemenge imstande war, rasch eine Rostwirkung hervorzubringen, während CO_2 und H_2O allein dazu nicht imstande waren.

Die Untersuchungen zur Bestimmung des Einflusses der rostbildenden Substanzen auf die Risse geschah folgendermaßen: Zuerst wurde der zu untersuchende Balken bis zu einer bestimmten Last vorbelastet. Nachdem man sich überzeugt hatte, daß Risse vorhanden waren, wurde der Balken in die Prüfungsvorrichtung eingebaut und wieder belastet. Unter dieser konstanten Last erfolgte die Zuleitung des Gemenges durch eine gewisse vorher angegebene Zeit, täglich von 7 Uhr morgens bis 4 Uhr nachmittags. In der Nacht wurden die Kästen abgenommen und die Risse der Luft

Digitized by Google

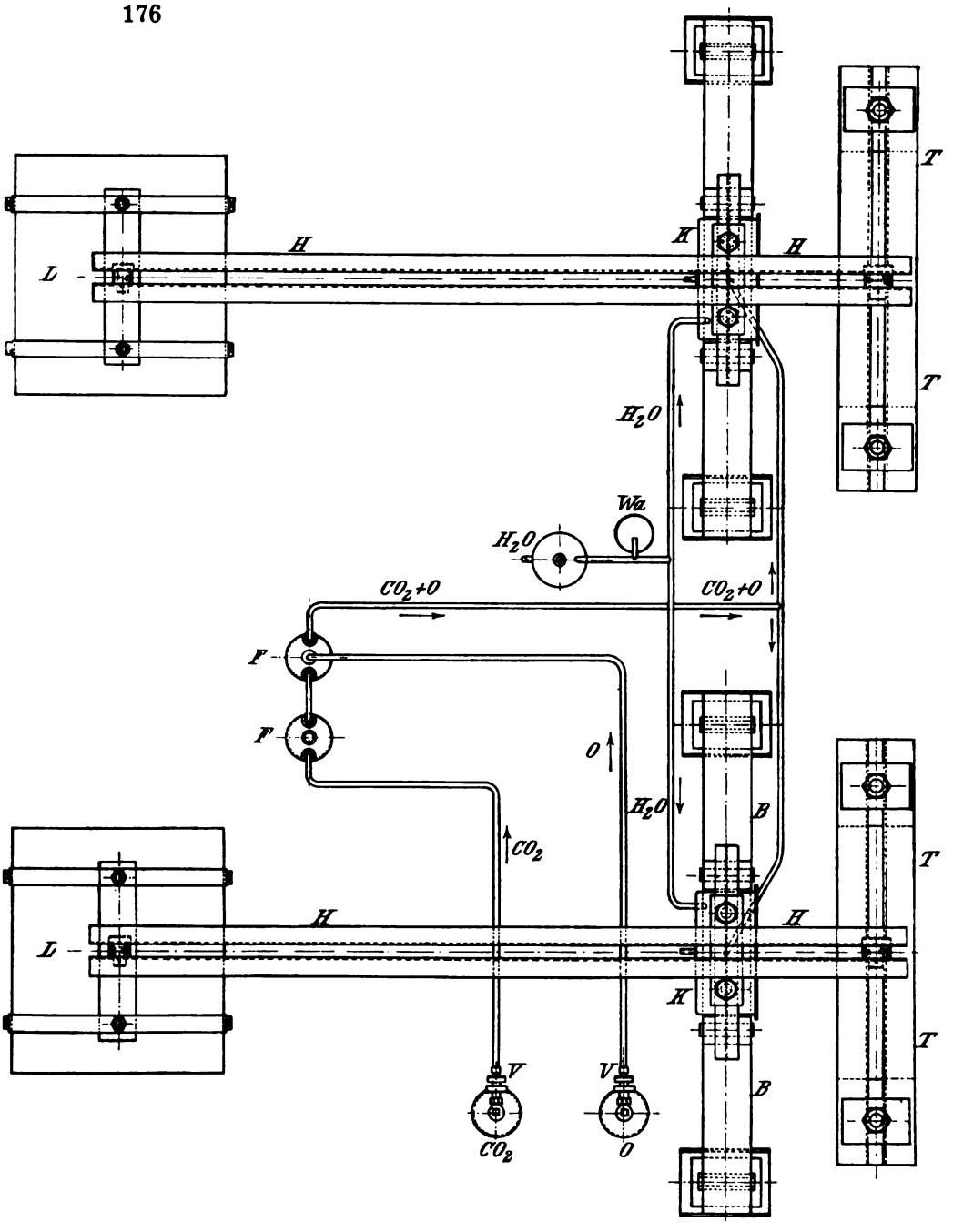


Fig. 52 c.

Fig. 52 a—c. Versuche über den Einfluß rostbildender Substanzen beim Auftreten von Rissen (ausgeführt in Gr.-Lichterfelde).

Digitized by Google

ausgesetzt. Nach Ablauf der für den Versuch festgesetzten Frist wurde durch Abschlagen des Betons das Eisen freigelegt und auf das sorgfältigste untersucht. Zweifelhafte Stellen wurden unter dem Vergrößerungsglas untersucht.

Es sei hier bemerkt, daß die für die Rostversuche bestimmten Eiseneinlagen vor der Verwendung vom Rost vollständig befreit und nicht wie bei den anderen Balken vor dem Einlegen in den Beton mit Zementmilch bestrichen wurden.

Aus den Ergebnissen sind folgende typische Beispiele entnommen:

Balken Nr. 21. Im Alter von 134 Tagen wurde der Balken mit 4500 kg vorbelastet. Unter der bleibenden Last von 4930 kg wurde Sauerstoff, Wasserdampf und Kohlensäure zugeführt, und zwar vom 25.—27. März 1907. Rostbildung war nicht zu erkennen.

Balken Nr. 33. Im Alter von 137 Tagen wurde der Balken mit 6000 kg vorbelastet. Unter der bleibenden Last von 5930 kg der Einwirkung von CO_2, O und H_2O vom 8.—10. April 1907 ausgesetzt, war an diesem Balken keine Rostbildung zu erkennen.

Balken Nr. 34. Bei einem Alter von 142 Tagen wurde Balken Nr. 34 mit 7500 kg vorbelastet. Die Einwirkung von CO_2, O und H_2O erfolgte unter der bleibenden Last von 5930 kg vom 11.—13. April 1907. Ergebnis bei diesem Balken war: Längs dreier weit geöffneter Risse zeigte sich starke Rostbildung senkrecht zu den Eiseneinlagen (s. Fig. 53).

Balken Nr. 37. Balken Nr. 37 wurde im Alter von 134 Tagen mit 7500 kg vorbelastet. CO_2, O und H_2O wurden unter der bleibenden Last von 5930 kg zugeführt, und zwar vom 8.—10. April 1907. Bei diesem Balken hatte sich der Beton in Richtung des Eisens abgeschoben, so daß auch ein starker horizontaler Riß entstanden war. Hier waren die Eisen auf etwa 10 cm Länge stark angerostet. An einer anderen Stelle war auf etwa 1,5 cm Länge Rostbildung eingetreten (s. Fig. 54).

Balken Nr. 40. Balken Nr. 40 wurde im Alter von 171 Tagen mit 6000 kg vorbelastet. Unter der bleibenden Last von 5930 kg wurde derselbe vom 15.—17. April 1907 der Einwirkung von CO_2, O und H_2O ausgesetzt. Rostbildung war nicht zu erkennen.

Balken Nr. 41. Im Alter von 143 Tagen wurde der Balken mit 7000 kg vorbelastet. Unter der bleibenden Last von 5930 kg erfolgte die Einwirkung von CO_2, O und H_2O vom 22.—24. April 1907. An der Rißstelle zeigte sich schwache Rostbildung.

Balken Nr. 42. Dieser Balken wurde im Alter vom 156 Tagen mit 4500 kg vorbelastet. Die Zuführung von CO_2, O und H_2O erfolgte unter der bleibenden Last von 4930 kg, und zwar vom 16.—18. Mai 1907

Digitized by Google

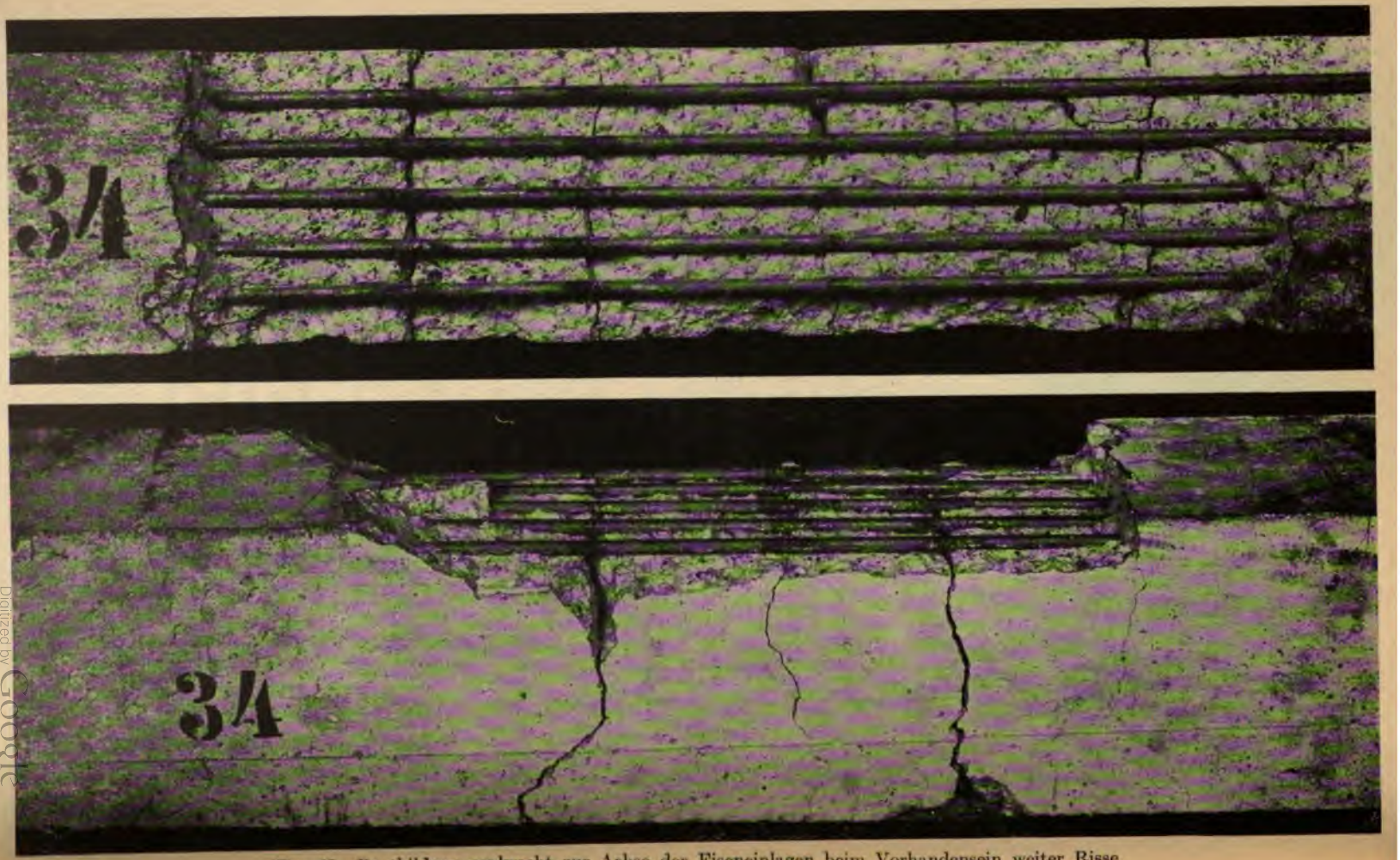
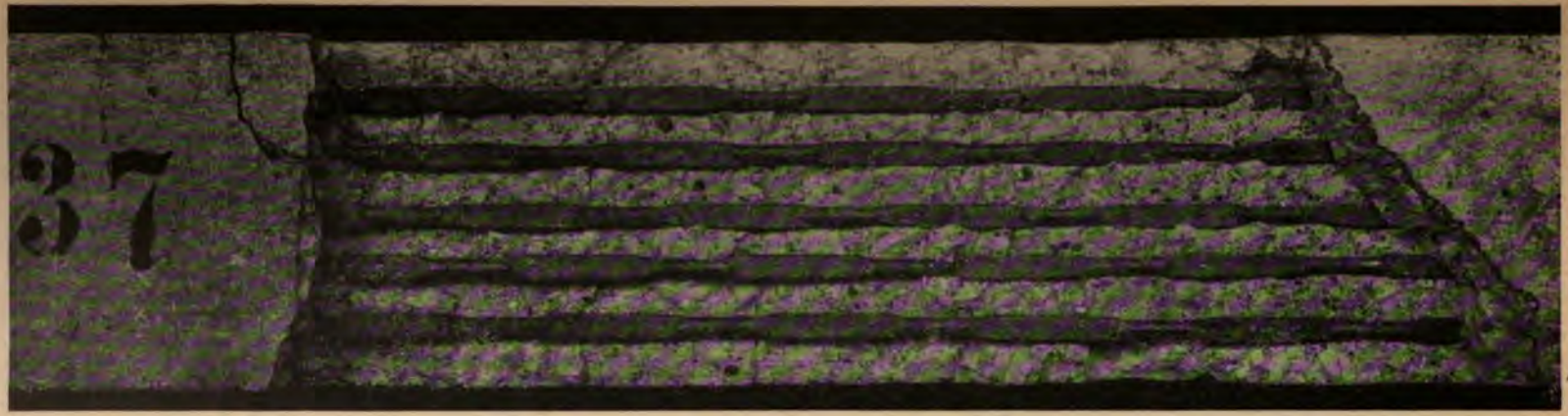
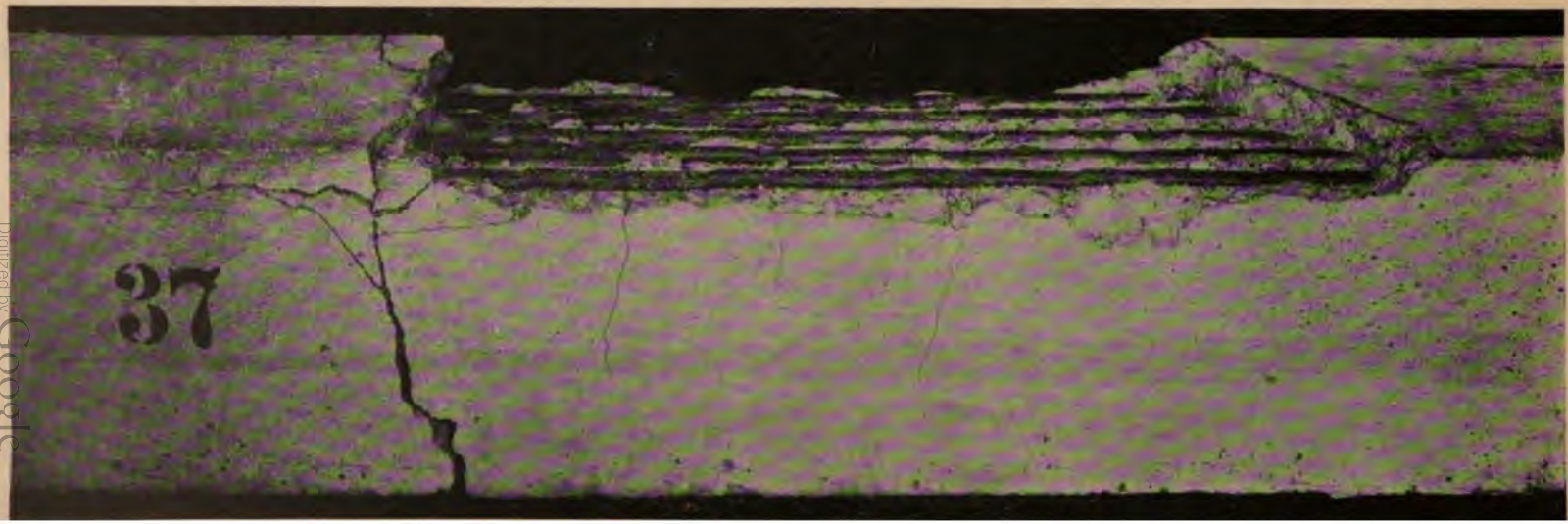


Fig. 53. Rostbildung senkrecht zur Achse der Eiseneinlagen beim Vorhandensein weiter Risse.

Digitized by Google





Digitized by Google

(am 18. Mai nur bis mittags 12 Uhr), dann vom 20.—25. Mai 1907 und vom 27. Mai bis 1. Juni 1907 (am 1. Juni nur bis $11^1/_2$ Uhr). Am 1. Juni 1907 wurde dieser Balken zerschlagen. Ergebnis: Rostbildung war nicht zu erkennen.

Balken Nr. 44. Die Behandlung dieses Balkens erfolgte im Alter von 154 Tagen; der Balken wurde mit 6000 kg vorbelastet. Die Einwirkung von CO_2, O und H_2O fand vom 29. April bis 1. Mai 1907 statt unter der bleibenden Last von 4930 kg. Rostbildung war nicht zu erkennen.

Balken Nr. 45. Bei einem Alter von 155 Tagen wurde der Balken mit 6000 kg vorbelastet und unter der bleibenden Last von 5930 kg CO_2, O und H_2O zugeführt. Die Behandlung erfolgte vom 6.—8. Mai 1907. Ergebnis: Es war eine schwache Rostbildung an den Rissen zu erkennen.

Balken Nr. 47. Im Alter von 181 Tagen wurde der Balken mit 7500 kg vorbelastet. Unter der bleibenden Last von 5930 kg wurde C_2O, O und H_2O zugeführt vom 6.—8. Mai 1907. An den Rissen zeigte sich schwache Rostbildung (Fig. 55).

Balken Nr. 53. Im Alter von 117 Tagen wurde der Balken mit 4500 kg vorbelastet. Die Behandlung von Balken 53 erfolgte vom 16.—18. Mai 1907 unter der bleibenden Last von 4930 kg. Die Einwirkung von CO_2, O und H_2O fand an diesen Tagen statt (am 18. Mai nur bis 12 Uhr), dann vom 20.—25. Mai 1907 und vom 27. Mai bis 1. Juni 1907 (am 1. Juni nur bis $11^1/_2$ Uhr). Am 1. Juni 1907 zerschlagen. Rostbildung war nicht zu erkennen.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß die Eisen nach dem Freilegen, sofern sie nicht verrostet waren, so blank waren wie vor dem Einlegen im Gegensatz zu den mit Zement gestrichenen bei anderen Balken, die nach der Zerstörung ein Zementhäutchen zeigten.

Die in die Zusammenstellung nicht aufgenommenen Balken wurden unter einer Belastung von 3000 kg, die viel höher war als die den ersten Rissen entsprechende Belastung, der Untersuchung unterworfen. Eine Rostwirkung war jedoch nicht zu erkennen.

Faßt man die Ergebnisse zusammen, so folgt aus diesen Versuchen:

1. Bis zu einer Belastung von 6000 kg — dieser Belastung entspricht eine Spannung im Eisen gleich 2500 kg/qcm, also ganz nahe an der Streckgrenze — konnte selbst bei den zur Anwendung gebrachten konzentrierten rostbildenden Substanzen nicht die geringste Rostwirkung hervorgebracht werden, trotzdem die Risse bei dieser Belastung schon ziemlich weit geöffnet sind. Der Versuch mit Balken 53 wurde durch 12 Tage unter einer Belastung von 4930 kg ununterbrochen fortgesetzt und zeigte nach dem Zerschlagen des Balkens nicht die geringste Rostbildung.

Digitized by Google

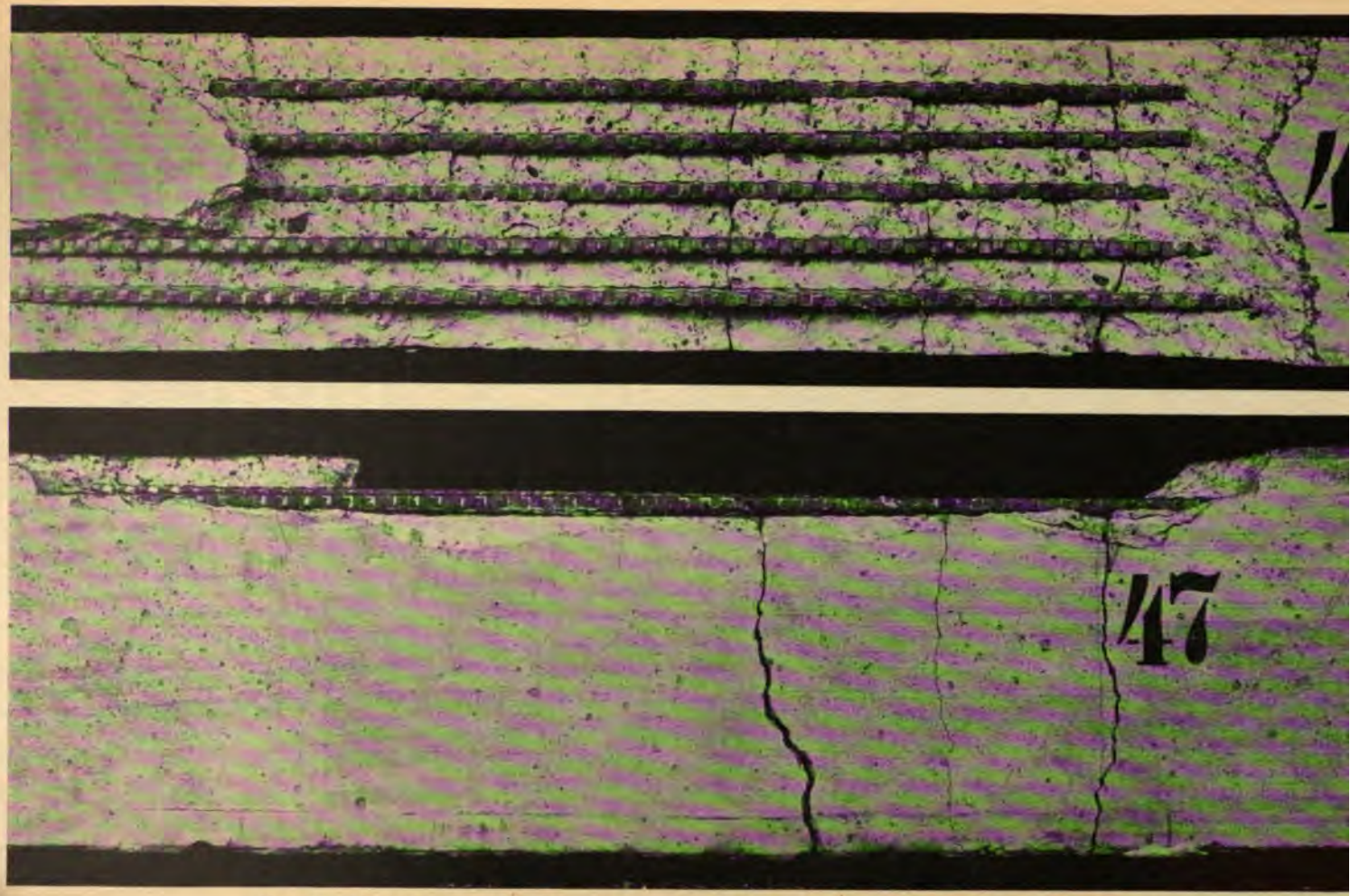


Fig. 55. Rostbildung senkrecht zur Achse der Eiseneinlagen längs der sehr weit geöffneten Risse.

2. Eine Rostwirkung konnte erst hervorgebracht werden, nachdem der Balken mit 7500 kg vorbelastet wurde; diese Belastung liegt ganz nahe der Bruchlast, und das Eisen hat die Streckgrenze bereits überschritten.

Wenn das Eisen die Streckgrenze erreicht hat, ist der Probekörper bereits im Bruchstadium; die Risse sind sehr weit geöffnet und schließen sich auch dann nicht wesentlich, wenn die Belastung auf 6000 kg zurückgeht, unter welcher Last die Rostuntersuchungen durchgeführt wurden. Die Art der Wirkung ist je nach der Rissebildung beim Bruche verschieden. Bei Balken 34, der mit glattem Rundeisen bewehrt war, trat die Rostbildung längs der Risse senkrecht zur Achse der Bewehrung auf, wie an den dunklen Streifen in der Abbildung kenntlich ist.

Bei Balken 37, mit Knoteneisen bewehrt, trat der Bruch, wie schon gezeigt wurde, durch Abschieben des Betons längs der Eiseneinlagen in horizontaler Richtung ein. Dementsprechend war auch die Rostbildung. Das rostbildende Gemenge drang hier längs der horizontalen Rißfläche zu den Eisen und der Rost verteilte sich flächenartig und nicht längs der senkrechten Risse. Besonders deutlich ist dies in Fig. 54 auf der linken Hälfte an den verteilten schwarzen Punkten zu erkennen.

Bei Balken 47, mit gezahnten Eisen bewehrt, war die Rostbildung wie bei Balken 37 längs der zur Eiseneinlage senkrechten Risse (Fig. 55).

Bedenkt man ferner, daß ein Zusammentreffen von so konzentrierten rostbildenden Substanzen, wie sie bei diesen Untersuchungen angenommen wurden, bei Eisenbetonbauten nur selten vorkommen, so ersieht man daraus, daß für gewöhnlich ruhende Belastungen kleine Risse keine Gefahr für ein Rosten der Eiseneinlagen bilden. Erst, wenn die Risse sehr groß werden, wenn die Streckgrenze des Eisens erreicht wird, können rostbildende Substanzen Rostwirkungen in den Eiseneinlagen hervorrufen. Diese sind aber, wie aus den Abbildungen hervorgeht, örtlich an der Stelle, wo die Risse auftreten, und bei einem guten plastischen Beton wird eine Rostbildung nach beiden Seiten über die Risse hinaus nicht zu erwarten sein.

Die soeben genannten Versuche beziehen sich allerdings nur auf ruhende Belastung. Versuche für wechselnde Belastungen von längerer Dauer sind in einwandfreier Weise bisher noch nicht ausgeführt worden.

Es liegt ein Dauerversuch an einem Versuchsbalken aus Eisenbeton vor, welcher von der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin ausgeführt wurde. (Veröffentlicht von Homann, „Armierter Beton", 1909.) Dieser Versuch soll auch kurz besprochen werden, wenngleich von vornherein bemerkt sei, daß er zu irgendwelchen allgemeinen Schlüssen nicht ge-

Digitized by Google

eignet erscheint. Die Kenntnis derartiger Beispiele ist auch dann von Wert, wenn die Bedingungen für die Versuchsausführung Mängel aufweisen, weil man aus Fehlern ebenso lernt, wie aus guten Beispielen.

Der Versuchskörper war ein T-Balken, wie er in Fig. 56 dargestellt ist. Der Beton bestand aus 1 Rtl. Zement und 4 Rtl. Neißekies. Zuerst wurde der Plattenbalken solange beansprucht, bis eine Anzahl von Rissen auftrat. Die Berechnung ergab für den Probekörper beim Auftreten des ersten Risses, dessen Stärke auf $^1/_{20}$ mm geschätzt wurde, eine Zugspannung im Beton von 35,6 kg/qcm und eine Spannung im Eisen von 1391 kg/qcm. Die abwechselnde Belastung erfolgte durch 2 Einzellasten, welche symmetrisch zur Mitte im Abstand von 60 cm angeordnet waren. Unterhalb der Probekörper (s. Fig. 57) war ein Wasserbehälter angeordnet, der abwechselnd gehoben und gesenkt wurde. Bei der gehobenen Lage tauchte sonach die ganze Rippe des T-Balkens vollständig in Wasser ein. Gleichzeitig wurde durch eine Gummiluftpumpe selbsttätig Luft in die Risse eingeleitet.

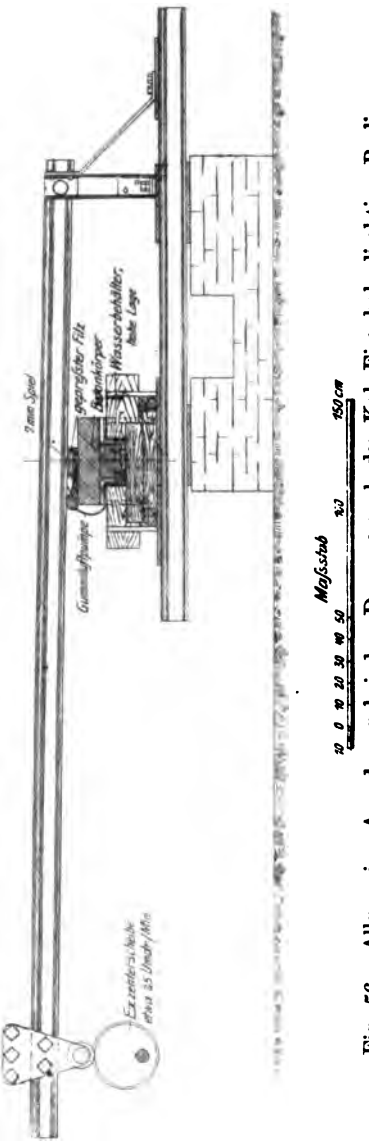


Fig. 56. Allgemeine Anordnung bei dem Dauerversuch der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin.

Der Dauerversuch, der nachher mit einer Einzellast in der Mitte vorgenommen wurde, lieferte eine Spannung im Eisen von 1900 kg/qcm. Wenn diese Spannung auch unterhalb der Streckgrenze des Eisens liegt, so ist sie doch so hoch, wie das Eisen bei Eisenbetonkonstruktionen niemals beansprucht wird.

Nach 84 000 Belastungen zeigte sich, daß die Ränder der Risse von Rost braun gefärbt waren. Nach einiger Zeit wurde die Belastungsanordnung mit 2 Einzellasten in der Mitte gewählt, welche abwechselnd einwirkten und den Einfluß einer

Digitized by Google

wandernden Last darstellen sollten. Im ganzen wirkten auf den Versuchskörper während der ganzen Versuchszeit 1 286 722 Belastungen. Nach Freilegung der Eiseneinlagen zeigten sich an den Rißstellen Rostbildungen, sowohl an den Bügeln als an den Längseisen, und zwar bei letzteren an beiden Seiten des Risses bis zu 5 cm Länge. An denjenigen Stellen, wo keine Risse eingetreten waren, zeigten sich keine Rostspuren.

Aus diesen Versuchen wurde die Schlußfolgerung gezogen, daß die Betonumhüllung bei wechselnder Belastung und Entlastung das Eisen gegen Rost nicht zu schützen vermocht hat. Betrachtet man den Quer-

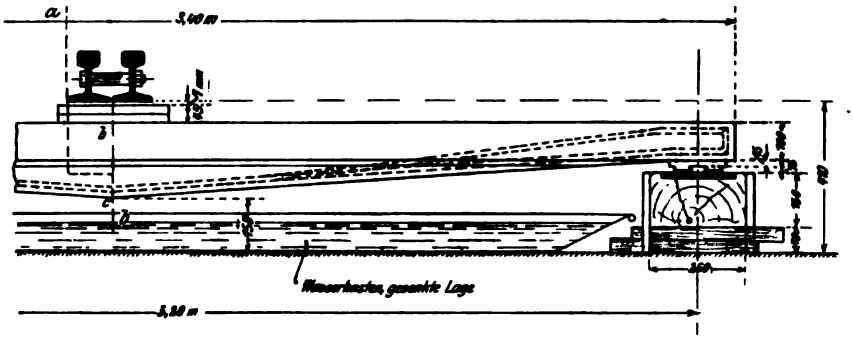


Fig. 57 a.

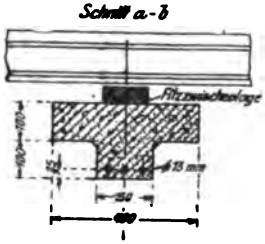


Fig. 57 b.

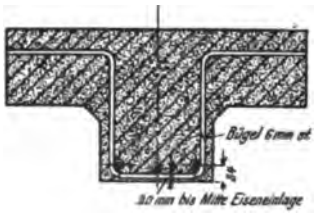


Fig. 58.

schnitt des Eisenbetonbalkens nach Fig. 58, wie er nach dem Versuch festgestellt wurde, so wird man sich nicht wundern, daß hier eine starke Rostbildung auftreten konnte. Der Abstand der Achse der Eiseneinlagen vom unteren Rande beträgt an den Stellen, wo Risse auftraten, 2 cm. Berücksichtigt man noch die 6 mm starken Bügel, so bleibt für die Betonumhüllung eine Schicht von 0,8 cm Stärke, welche selbst dann als viel zu gering zu bezeichnen ist, wenn der Beton von einwandfreier Beschaffenheit war. Hierzu kommen noch andere wenig einwandfreie Bedingungen für die Versuchsausführung, welche es verständlich machen, daß eine Rostbildung bei diesen Versuchen eintreten mußte. Der Beton wurde erdfeucht hergestellt, so daß bei der Querschnittsanordnung der Versuchsbalken gar nicht zu erwarten war, daß eine

Digitized by Google

dichte Betonschichte an der Unterseite gebildet werden konnte. In Fällen, wo Rißbildung zu erwarten ist, und eine gute Umhüllung der Eiseneinlagen angenommen werden muß, kann nur plastischer Beton in Betracht kommen.

Ferner ist zu beachten, daß bei diesen Versuchen das Eisen übermäßig hoch beansprucht wurde, wie bereits früher erwähnt wurde. Die Hauptbedingung für die Ausführung derartiger Versuche besteht darin, daß man weder den Beton noch das Eisen anders beansprucht als sie im Bauwerk beansprucht werden.

Schließlich soll noch darauf hingewiesen werden, daß die Verwendung von Gummiluftpumpen zum Einspritzen von Wasser in die Risse wohl sehr günstige Bedingungen für die Rostbildung schafft, aber nicht irgendeinem Zustand im Bauwerk entspricht.

Aus den gemachten Angaben geht hervor, daß der sehr interessante Versuch der Berliner Eisenbahndirektion derart angelegt war, daß eine Rostbildung unter allen Umständen eintreten mußte. Es soll aber besonders betont werden, daß die schützende Betonschicht viel zu gering war.

In den letzten Jahren sind in der Dresdener Versuchsanstalt Versuche im Gange, welche den Einfluß rostbildender Substanzen bei Rißbildungen an Eisenbetonträgern unter wiederholten Belastungen von längerer Dauer bestimmen sollen. Auf diese kann hier leider noch nicht eingegangen werden, da die Veröffentlichung der Versuchsergebnisse erst vorbereitet wird.

Im Anschluß an die besprochenen Versuche soll auf Ermittlungen hingewiesen werden, welche Professor Klaudy in Wien vor einigen Jahren an Eisenbetonbauwerken angestellt hat, welche den Rauchgasen von Lokomotiven ausgesetzt waren. (Veröffentlicht in der Zeitschrift d. Ö. Ing. und Arch.-Vereines, 1908.) Es handelte sich darum, die Veränderungen an 13 Jahre alten Überfahrten aus Eisenbeton festzustellen, welche in der Nähe von Wien über die Gleise der Südbahn gebaut waren. Es waren 10 m weite Moniergewölbe, deren Stärke im Scheitel 15 cm und im Kämpfer 30 cm betrug. Die Eisenstäbe waren 1—3 cm von der Innenlaibung des Gewölbes entfernt. Die Untersuchung erstreckte sich besonders auf die unterhalb der Eiseneinlagen liegenden Betonschichten. Der Betonbogen war aus einer Mischung 1:3, die Widerlager aus einer Mischung 1 : 8 hergestellt. Zur Untersuchung gelangten 2 Bauten, von welchen der eine nur von den Rauchgasen der darunter fahrenden Lokomotiven bespült war, während der andere den Rauchgasen von stehenden Lokomotiven durch längere Zeit oft ausgesetzt war. Die zur Untersuchung gelangten Betonproben wurden den am stärksten beanspruchten Stellen, welche über der Schornsteinöffnung der Lokomotive lagen, entnommen.

Digitized by Google

Es zeigte sich an der Innenfläche der Gewölbe ein dünner Rußbeschlag. Der Beton des Gewölbes war außerordentlich hart, nur an einzelnen Stellen der Unterfläche porös. An diesen porösen Stellen waren die Eiseneinlagen etwa $^1/_2$ mm stark angerostet. An allen anderen Stellen, wo der Beton dicht an die Eisen anlag und nicht porös war, war das Eisen unverändert. Es zeigte eine schwach-bläulich angelaufene Oberfläche, die von einem Zementhäutchen herrührte.

Die chemische Untersuchung zeigte, daß die stark berußten Stellen einen großen Gehalt an freier schwefliger Säure aufwiesen. Dagegen war der Schwefelwasserstoff verschwunden. Dieser ließ sich dort nachweisen, wo kein Ruß vorhanden war, in dem Widerlagerbeton mehr als in dem Gewölbebeton. Ferner zeigten die aus dem Gewölbe entnommenen Betonproben, daß 1 cm tief starker Ruß und Schwefelsäuregas vorhanden war, die aber nicht weiter als 1 cm von der Oberfläche reichten. Je weniger der Beton der Rauchgaswirkung ausgesetzt war, desto weniger tief reichte der Säure- und der Rußgehalt. Klaudy erklärt die Wirkung der Rauchgase der Lokomotive auf Beton folgendermaßen:

Diese enthalten ein erhitztes Gemisch von Wasserdampf mit Kohlensäure und Stickstoff bzw. Luft und sind nach den verwendeten Brennmaterialien mehr oder weniger mit Schwefelsäuregas verunreinigt und enthalten Rußflecke. Treffen die Rauchgase auf den Beton, so wird die Kohlensäure den freien Kalk des Betons karbonisieren und die Schwefelverbindungen unter Austreibung von Schwefelwasserstoff zersetzen. Es schlägt sich Ruß nieder und schweflige Säure wird absorbiert. Diese wird durch Feuchtigkeit an der Luft oxydieren. Es bildet sich Schwefelsäure, welche sich mit dem Kalk verbindet und zwar, wie sich aus den Untersuchungen gezeigt hat, nur in den äußeren Betonschichten.

Die Ergebnisse der Klaudyschen Untersuchungen, die leider ziemlich wenig bekannt sind, sind sehr wertvoll, weil sie sich auf Eisenbetonbauten beziehen, welche 13 Jahre lang den Einwirkungen von Rauchgasen und den Witterungseinflüssen ausgesetzt waren. Das Beispiel zeigt auch, wie wenig berechtigt die Schlußfolgerungen aus dem einen Versuch der Berliner Eisenbahndirektion sind.

Faßt man alle Beobachtungen zusammen, die man aus den angeführten Versuchen und den Erfahrungen an älteren Eisenbetonbauten gewonnen hat, so ergeben sich für die Praxis des Eisenbetonbaues diejenigen Bedingungen, welche zu erfüllen sind, wenn man den Einfluß rostbildender Substanzen verhindern oder auf ein unschädliches Maß beschränken soll. Zu diesen Bedingungen gehören:

Die Verwendung eines plastischen Betons, welcher alle Eiseneinlagen gut zu umhüllen vermag. Die Einbettungstiefe der Eisen-

Digitized by Google

einlagen richtet sich nach der Größe der zu erwartenden schädlichen Einflüsse. Bei der Einwirkung von Rauchgasen wird es sich empfehlen, eine stärkere Betonschutzschicht zu wählen als z. B. bei gewöhnlichen Hochbauten, welche nur den Witterungseinflüssen ausgesetzt sind. Die Untersuchungen von Klaudy haben gezeigt, daß eine Stärke von 2—3 cm bei den Eisenbetonbogen einen genügenden Schutz bieten auch gegenüber den Rauchgasen, da selbst an den ungünstigsten Stellen ihre Wirkung sich nicht weiter als auf 1 cm erstreckte.

Auf keinen Fall darf die Einbettungstiefe der Eiseneinlagen so gering sein, wie dies bei den Versuchen der Berliner Eisenbahndirektion der Fall war.

Im Falle wiederholter Belastungen und bei Bauwerken, welche im Wasser sind, soll man die die Eiseneinlagen schützende Betonschicht nicht zu gering machen, nicht unter 3 cm.

Ferner sei noch hervorgehoben, daß ein Beton von hoher Zugfestigkeit und eine gute Verteilung der Eiseneinlagen auf der Zugseite, wie bereits an früherer Stelle gezeigt wurde, höhere Rißbelastungen ergeben. Wenn man dies auch nicht bei dem Entwurf von Eisenbetonbauten mit berücksichtigen soll, so bietet die Erfüllung dieser Bedingung doch eine größere Sicherheit, was in besonderen Fällen von Wert ist.

Beachtet man, daß die Rostwirkung um so geringer wird, je geringer die sich darbietende Eisenoberfläche ist, ferner, daß sie nur örtlich ist und selten sich über alle Eiseneinlagen erstrecken wird, so folgt daraus, daß die Gefahr eines vollständigen Durchrostens der Eiseneinlagen bei Eisenbeton weit geringer ist, als bei Eisenkonstruktionen, um so mehr, als die Stärke der statisch notwendigen Eiseneinlagen meist größer ist, als die Blechstärke von Eisenkonstruktionen.

Eine Verrostung der Eiseneinlagen zu beiden Seiten eventuell entstehender kleiner statischer Risse kann um so eher verhindert werden, je plastischer der Beton und je besser die dadurch erzielte Umklammerung der Eiseneinlagen ist.

Schließlich soll besonders hervorgehoben werden, daß bisher kein Fall bekannt geworden ist, wo selbst bei starken Rissebildungen im Beton die Eiseneinlagen vom Rost soweit angegriffen wurden, daß eine Gefahr für den Bestand eines Bauwerkes entstand.

Digitized by Google

IV. Die Konstruktionselemente des Eisenbetonbaues.

1. Darstellung eines typischen Eisenbetonbaues. Der Begriff der Monolität. Konstruktionselemente.

In Fig. 59 ist eine perspektivische Darstellung eines typischen Eisenbetonbauteiles. Das Bild zeigt die gesamte Anlage in der Untersicht und stellt einen Teil dar, wie er sowohl bei Hochbauten als auch bei Brückenbauten vorkommen kann. Im ersteren Fall ist die Konstruktion die Verbindung einer Geschoßdecke mit den Stützen eines Gebäudes. Im letzteren Fall kann sie die Fahrbahndecke einer auf Stützen ruhenden Balkenbrücke oder auch die Fahrbahn einer gewölbten Brücke darstellen.

In dem Bilde kommt auch die Monolität zum Ausdruck, die Eisenbetonbauten eigen ist. Sie besteht darin, daß die Stützen und die Deckenkonstruktion einheitlich und in einem Guß hergestellt sind. (In einem Guß soll sagen, daß die einzelnen Konstruktionsteile ohne Unterbrechung miteinander verbunden sind.)

Die Konstruktionselemente eines einfachen Eisenbetonbaues sind: Platten, T-Balken und Stützen. Die T-Balken, in der Praxis auch vielfach Plattenbalken genannt, entstehen dadurch, daß die Platten und die Unterzüge ein einheitliches Ganzes bilden. Der Steg der T-Balken wird durch den Balken und der Flansch von der Deckenplatte gebildet. Das Haupttraggerippe sind die Hauptunterzüge *U*, Unterzüge erster Ordnung oder auch kurz Unterzüge genannt. In diese greifen die die Platte direkt tragenden Nebenunterzüge *B* oder Unterzüge zweiter Ordnung ein; sie werden auch kurz Balken genannt. Darüber lagert sich gemeinschaftlich auf Unterzüge und Balken die Deckenplatte oder auch kurz Platte *P* genannt.

In dem dargestellten Beispiel lagern die Unterzüge beiderseits auf Eisenbetonstützen, was immer zu empfehlen ist, weil dadurch eine einheitliche Wirkung im Bauwerk erzielt wird. Es wird aber auch Fälle geben, wo die Unterzüge auf einer Seite auf Mauerwerk gelagert werden müssen.

Der Querschnitt *A*—*B* und der Längsschnitt *C*—*D* zeigen, daß die verschiedenen Konstruktionselemente ein einheitliches Gebilde darstellen, wenn auch die Herstellung mit verschiedenen Arbeitsfugen erfolgt.

Digitized by Google

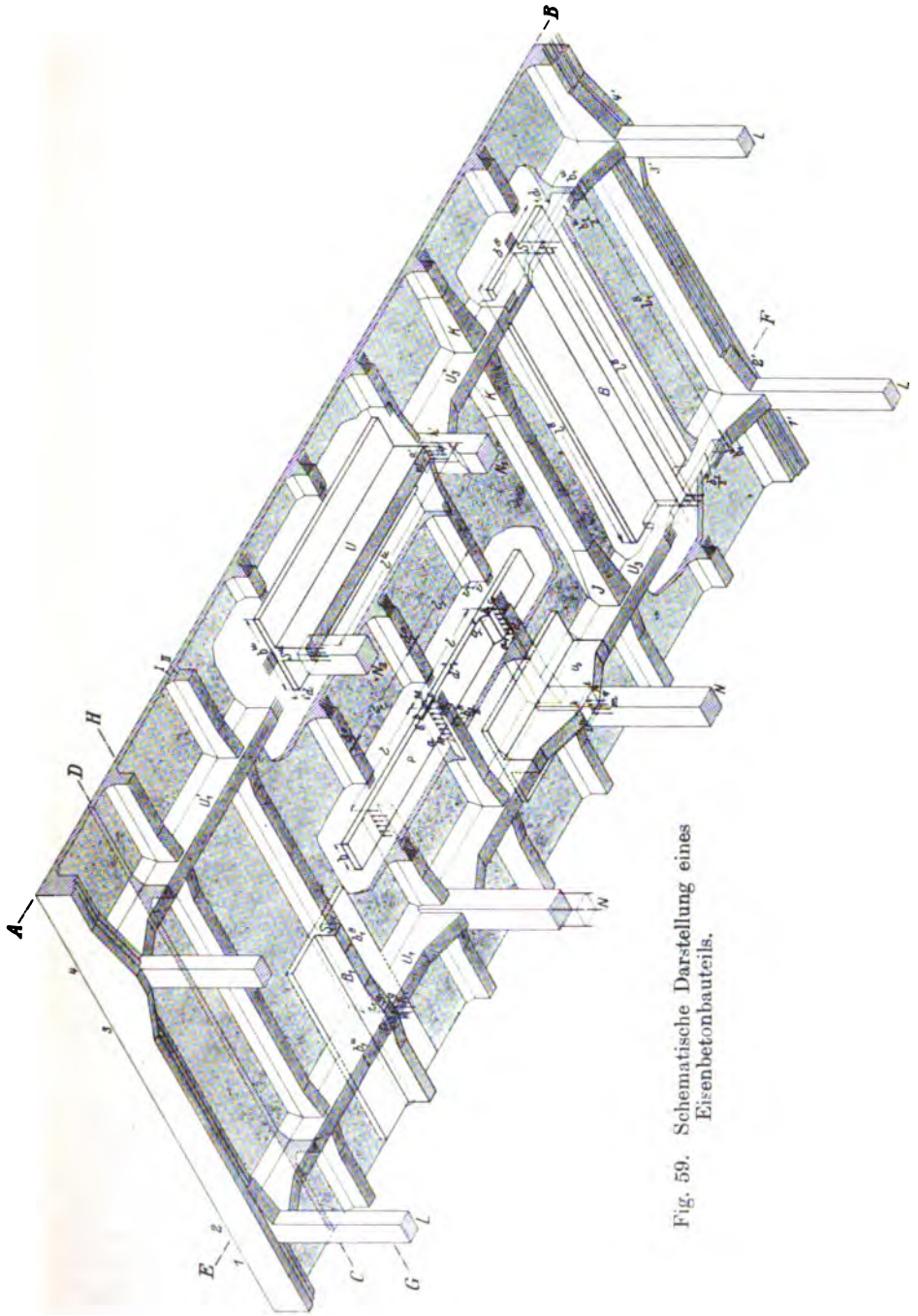


Fig. 59. Schematische Darstellung eines Eisenbetonbauteils.

Digitized by Google

Diese Arbeitsfugen dürfen aber keine Trennungsfugen sein und müssen bei der Herstellung derart berücksichtigt werden, daß die Einheitlichkeit des Bauwerkes nicht darunter leidet; mit anderen Worten: es muß für eine gute Verbindung der Betonmasse an derartigen Arbeitsfugen jederzeit gesorgt werden. Wenn eine Unterbrechung der Arbeit notwendig wird, so kann diese Verbindung sehr einfach dadurch erzielt werden, daß die Oberfläche des bereits hergestellten Betons sorgfältig wieder aufgerauht, naß gemacht und mit Zementmilch begossen wird, bevor der frische Beton aufgebracht wird. Im übrigen wird man zweckmäßig dafür sorgen, derartige Arbeitsfugen an solchen Stellen anzuordnen, wo sie nicht schädlich werden können.

Die Monolität eines Eisenbetonbaues tritt besonders dann deutlich in Erscheinung, wenn sogenannter Schütt- oder Gußbeton verwendet wird, wo ganze Geschoßdecken mit den Stützen nach vollständigem Einschalen in einem Guß betoniert werden, wie dies in Amerika heute vielfach zur Anwendung kommt.

Im allgemeinen sind bei der Verbindung zwischen Platte und Balken, zwischen Balken und Hauptunterzug und zwischen diesen und der Stütze voutenförmige Anschlüsse vorhanden, wie dies in der Zeichnung dargestellt ist. Beim Anschluß der Deckenplatte an die Balken werden Abschrägungen der einspringenden Ecken, die sogenannten Vouten, teils aus statischen, teils aus architektonischen Gründen angeordnet. Die Größe dieser Abschrägungen wird in den meisten Fällen größer sein, als sie aus statischen Gründen notwendig ist.

Aus architektonischen Gründen wird man auch die Vouten der Hauptunterzüge gewöhnlich größer machen als diejenigen beim Anschluß der Balken an die Hauptunterzüge.

Im Hochbau wird vielfach besonders bei den Unterzügen in der Gebäudeansicht die architektonische Seite ausschlaggebend sein. In Fig. 59 sind Beispiele besonderer Ausbildungen von Randunterzügen in 1—1′, 2—2′, 3—3′ und 4—4′ dargestellt. 1, 2, 3, 4 zeigen die Außenansicht, 1′, 2′, 3′, 4′ die Innenansicht verschiedener Voutenbildungen. Der Randbalken besitzt 3 Kröpfungen, von denen die äußerste als durchlaufendes Band zu betrachten ist. Die beiden inneren dienen zum Anschlagen der Fensterrahmen bzw. als Aussparung für eine eventuelle Ziegelausfachung zwischen den Eisenbetonstützen.

Bei 1—1′ und 2—2′ läuft das Band ohne Unterbrechung über den Stützen durch, dagegen wird in dem Fall 3—3′ und 4—4′ eine andere architektonische Wirkung dadurch erzielt, daß das äußere Band über den Stützen durch Vouten nach unten gezogen wird. Während nun bei den Fällen 1—1′ und 3—3′ die beiden inneren Verkröpfungen an die Stützen stumpf anstoßen, laufen sie bei 2—2′ und 4—4′ ganz oder teilweise mit den Vouten weiter.

Digitized by Google

Diese verschiedenen Anordnungen sind auch schon bei der Herstellung der Schalung zu berücksichtigen. Im Fall 1—1′ hat man die einfachste Schalung ohne irgendwelchen Holzverschnitt; bei 2—2′ zeigt die Voute nur eine Fläche, während der anschließende Balken eine doppelte Verkröpfung aufweist. Wird die Schalung nach der Voutenfläche hergestellt, so kann die innerste Aussparung im Balken durch Einlegen eines entsprechenden Brettstückes erfolgen. Im Fall 3—3′ ist die Schalung sehr einfach. Beispiel 4—4′ stellt einen gewöhnlichen Fall dar, wo der Balken in seiner ganzen Breite mit einer Voute versehen ist. In der Regel aber ist die Untersicht eine einzige ebene Fläche.

Die gewöhnliche Voutenausbildung bei Haupt- und Nebenunterzügen ist an den durchlaufenden Unterzügen *E*—*F* und *G*—*H* dargestellt. In beiden Fällen sind die Balken in gleichbleibender Breite bis an die Stützen herangeführt. Die an der Auflagerstelle oder besser gesagt, bei dem Anschluß an die Hauptunterzüge bzw. Stützen notwendige Vergrößerung des Betonquerschnittes wird durch die Vergrößerung der Balkenhöhe nach unten erreicht. Dieses einfache Mittel zur Querschnittsvergrößerung an den Stützen läßt sich nicht immer anwenden, besonders dann nicht, wenn aus irgendwelchen Gründen die vertikalen Vouten nicht möglich sind, oder wenn die Höhe des Balkens beim Anschluß ein bestimmtes Maß nicht überschreiten darf. In diesem Falle kann der Betonquerschnitt in der Weise vergrößert werden, wie dies in der Zeichnung in *J* und *K* ersichtlich ist. Hier wird die Querschnittsvergrößerung dadurch erreicht, daß der Balken auch nach der Breite hin erweitert wird. Bei J geht die Deckenvoute ohne Rücksicht auf die Verbreiterung des Steges durch. Dagegen wird die Deckenvoute bei *K* parallel mit der Verbreiterung des Steges weitergeführt.

Die Bemessung der Vouten aus statischen Gründen wird einen bestimmten Grenzfall darstellen. Manchmal wird es aber auch notwendig werden, die Vouten aus architektonischen Gründen zu vergrößern, besonders bei der Verbindung zwischen Platte und Balken.

Die Ausbildung viereckiger Stützen ist an 2 Beispielen in Fig. 59 dargestellt. Die Querschnittsform der Außenstütze (*L*) ist rechteckig, für die Innenstütze ist in *N* ein quadratischer Querschnitt dargestellt. Hierzu ist zu bemerken, daß die scharfen Ecken in der Praxis gewöhnlich vermieden werden, und die Stützen abgekantet oder abgerundet werden.

Besonders hervorzuheben ist, daß die Stützen mit ihrem vollen Querschnitt bis zur Deckenunterfläche durchgeführt werden. Die Balken und Unterzüge stoßen demnach stumpf an die Stützen an. Sind Deckenvouten vorhanden, so ergeben sich Verschneidungen, wie sie bei *N* dargestellt sind.

Digitized by Google

Ein Beispiel, bei welchem die Seitenfläche der Stütze bündig mit jener Balkenfläche ist, von welcher die Voute ausgeht, ist bei L zu sehen, wo auch die in N ersichtliche Verschneidung wegfällt.

Im Vorstehenden sind die allgemeinen Gesichtspunkte dargelegt worden, nach denen ein monolitischer Eisenbetonbauteil zu betrachten ist. Im Folgenden soll dagegen versucht werden, den Bauteil in seine Elemente derart aufzulösen, daß deren statische Wirkung zum Ausdruck kommt. Dadurch ergibt sich auch die Möglichkeit, die Grundlagen festzulegen, nach denen die einzelnen Elemente je nach ihrer statischen Wirkung zu berechnen sind. Die Darstellung soll uns auch in die Lage versetzen, diejenigen Annahmen zu prüfen, welche man mit Bezug auf die Übertragung der äußeren Kräfte der Theorie der Berechnungen zugrunde legt. Sie soll uns ferner zeigen, welche Querschnitte für die Bemessung der einzelnen Konstruktionsglieder anzunehmen sind, und wie weit diese den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen.

Wie in den Schnitten A—B und C—D zu ersehen ist, geht die Deckenplatte über alle Balken und Unterzüge hinweg und ist mit diesen fest verbunden. Ihre Auflagerung auf den unterstützenden Gliedern (Balken und Unterzüge) geschieht demnach längs einer ebenen Fläche, welche von der Breite der Balken abhängt. Als Auflagerfläche kann entweder I oder II angesehen werden. Zur besseren Übersichtlichkeit ist aus der Decke ein Plattenstück P von der Breite b herausgeschnitten. Die Flächen I und II, längs welcher die Auflagerung gedacht ist, sind durch punktierte Linien angedeutet. Die Auflagerflächen sind sonach $a\ b\ c\ d$ bzw. $a_1\ b_1\ c_1\ d_1$.

Die Platte stellt sonach einen Träger über mehreren Unterstützungen dar, der mit diesen durch Flächenlagerung zusammenhängt. Für die Berechnung von Eisenbetonplatten wird als Auflagerung aber an Stelle dieser Flächenlagerung eine Linienlagerung angenommen, wie sie durch die Linie M—M in Fig. 59 eingezeichnet und durch die Pfeile gekennzeichnet ist.

Als weitere Voraussetzung für die Berechnung der Platte nimmt man, ähnlich wie dies bei der Berechnung von Gewölben der Fall ist, einen Streifen von der Breite b an.

Man ersieht daraus, daß schon bei der Ermittlung der Momente und Querkräfte Annahmen gemacht werden, welche streng theoretisch nicht ganz zutreffend sind. Besonders ist dies der Fall bei Berechnung eines aus der Platte herausgeschnittenen Streifens, weil dadurch der auch nach der anderen Richtung der Platte bestehende Zusammenhang nicht berücksichtigt wird. In Wirklichkeit ist die Deckenplatte eine auf 4 Seiten zwischen Balken und Unterzügen eingespannte Platte, und es müßten die Formänderungen auch nach der anderen Richtung berücksichtigt werden.

Digitized by Google

Für die Bestimmung der Stützweite l ist es gleichgültig, ob man das Vorhandensein einer Voute annimmt, ob man also die Auflagerfläche I oder II annimmt. In der Regel wird als Stützweite l der Abstand der Mittellinien der beiden Balken angenommen, zwischen denen die Platte gespannt ist. Bezeichnet man l_1 die lichte Weite und b_1 die Balkenbreite, so ist sonach die Stützweite

$$l = l_1 + 2\frac{b_1}{2} = l_1 + b_1 .$$

Sonach ergibt sich allgemein für die Platte das größte Feldmoment

$$+ M = \frac{Q \cdot l}{\alpha}$$

und das größte Moment über dem Auflager

$$- M = \frac{Q \cdot l}{\beta} .$$

Hierbei bezeichnet Q die Gesamtlast, welche auf dem Träger ruht; α und β sind Koeffizienten, welche von der Art der Auflagerung abhängig sind über deren Größe noch in einem späteren Abschnitt gesprochen werden soll.

Der Querschnitt der Platte ist an allen Stellen rechteckig; die Höhe d ist gleich der Dicke der Platte, welche auch über den Stützen gleichbleibt, wenn keine Vouten vorhanden sind. Bei Voutenausbildung, wenn diese aus statischen Rücksichten vorgenommen wird, wird die Plattenhöhe über den Stützen mit $d + v$, der Berechnung zugrunde gelegt, wobei v die Höhe der Voute bezeichnet. Die Verstärkung der Platte um v ist notwendig, wenn zur Aufnahme des Stützenmomentes $-M$ über den Stützen die Plattenstärke d nicht genügt.

Manchmal wird auch beim Anschluß der Platten an die Balken eine Voute angeordnet, um die Auflagerfläche zu vergrößern, z. B. bei Randbalken. In diesem Fall ist es unwesentlich, wo eine Arbeitsfuge im Betonieren angeordnet wird, während in dem vorher genannten Falle die Arbeitsfuge zweckmäßig nach der Fläche II angeordnet wird — wenn dort eine Unterbrechung beim Betonieren erfolgt —, damit die volle Höhe der Platte über den Stützen $d + v$ zur Mitwirkung herangezogen werden kann. Bei Anordnung der Arbeitsfuge in I, im Falle einer Voutenausbildung, liegt bei einer schlechten Verbindung die Möglichkeit einer Trennung nach I vor, wodurch die statische Wirksamkeit der notwendigen gesamten Höhe $d + v$ über den Auflagern in Frage gestellt wird.

Besonders zu beachten ist noch die Annahme der Stützweiten im Endfeld der über die Balken durchlaufenden Platte. Hier wird ein Un-

Digitized by Google

terschied zu machen sein, ob die Platte auf Mauerwerk oder auf einem Eisenbetonbalken aufruht. Eine einheitlichere Wirkung der Konstruktion wird im letzten Falle erzielt, weshalb man es nach Möglichkeit vermeiden soll, die Platte direkt auf Mauerwerk aufzulegen. Bei Anordnung eines Randbalkens wird die Stützweite ebenso wie vorhin angenommen. Bei einer anderen Auflagerung wird man bei Ermittlung der Auflagerlänge vorerst zweckmäßig die Beanspruchung der Auflagerfläche ermitteln, welche ein zulässiges Maß nicht überschreiten darf.

In der Darstellung in Fig. 59 wird gezeigt, in welcher Weise die Wirksamkeit der Platte P als durchlaufender Träger über eine Reihe von Balken gedacht ist, wenn auch die Bedingung für kontinuierliche Träger, welche über den Auflagern frei beweglich und drehbar lagern sollen, nicht ganz erfüllt ist.

Die Annahme der Kontinuität für die Berechnung der Momente und der Querkräfte wird um so eher zutreffen, je kleiner die Breite der Balken im Verhältnis zur Spannweite ist. Wenn die Balkenbreite groß ist, wenn außerdem noch Voutenanschlüsse hinzukommen, wird die Annahme der Linienlagerung über den Balken nicht mehr zutreffen. Es entsteht dann eine Einspannung der Platte in den Balken, die um so größer wird, je breiter die Balken und je größer die Vouten sind. Es wird daher je nach der Konstruktion zu überprüfen sein, ob die statischen Größen nach der Theorie der über mehrere Stützen durchlaufenden oder der beiderseits eingespannten Träger zu rechnen sein werden.

Die Balken B, welche als Auflager der Platte P dienen, werden mit Rücksicht auf die Einheitlichkeit zwischen Balken und Platte als T-Balken (Plattenbalken) berechnet. Der hierbei angenommene Querschnitt ist in Fig. 59 in S gezeigt. Über die Größe b^B der mitwirkenden Platte wird noch später gesprochen werden. Die T-Form bleibt für die ganze Balkenlänge gleich.

Die Ermittlung der Stützweite ist von der Bauart der unterstützenden Glieder abhängig. In Fig. 59 sind 2 Fälle der Auflagerung dargestellt. Bei dem Balken B wird der seltenere Fall gezeigt, wo die Balken oder Nebenunterzüge sich an die Hauptunterzüge ohne Voutenausbildung anschließen. In dem zweiten Fall bei B_1 wird gezeigt, wie die Auflagerung bei dem Unterzug U bei Vorhandensein von Vouten gedacht ist. Es ergibt sich in beiden Fällen eine rechteckige Auflagerfläche, die in der Zeichnung mit $e\ f\ g\ h$ und $e_1\ f_1\ g_1\ h_1$ bezeichnet ist. Man ersieht auch, daß für die Annahme der Spannweite die Auflagerfläche nicht von Belang ist, weil $e\ f\ g\ h$ gleich ist $e_1\ f_1\ g_1\ h_1$.

Als Stützweite der Balken wird ähnlich, wie bei den Platten der Abstand von Mitte zu Mitte derjenigen Unterzüge angenommen, auf

Digitized by Google

welche sie die auf ihnen ruhende Belastung übertragen. Die Stützweite der Balken l^B ist sonach

$$l^B = l_1^B + 2\frac{b_1^u}{2} = l_1^B + b_1^u .$$

l_1^B ist ähnlich wie vorher die lichte Weite und b_1^u ist die Stegbreite des Hauptunterzuges.

Die Berechnung der statischen Größen wird auch hier unter der Voraussetzung durchgeführt, daß die Balken als über die Unterzüge durchlaufende Träger zu betrachten sind. Diese Annahmen sind ebensowenig einwandfrei wie bei der Berechnung der Platte. Es gelten auch hier die vorher gemachten Einwände.

Ob die Balken als durchlaufende Träger über mehreren Unterzügen oder als teilweise oder ganz eingespannt zwischen 2 Unterzügen gerechnet werden, es entstehen beim Anschluß an die Hauptunterzüge U negative Momente. Bei den im Felde auftretenden positiven Momenten ist die Mitwirkung der Platte als T-Träger außerordentlich wertvoll, weil der Flansch den zur Aufnahme der Druckspannungen notwendigen Betonquerschnitt vergrößert. Allerdings treten dann in der als Flansch angenommenen Deckenplatte Druckspannungen im Beton auf, welche senkrecht zu den in der Platte selbst wirkenden Druckspannungen wirken.

Bei der Annahme der negativen Momente an der Anschlußstelle bei den Unterzügen entstehen jedoch im Flansch Zugspannungen im Beton. Man begnügt sich, zur Aufnahme der negativen Momente den rechteckigen Balkenquerschnitt in Rechnung zu setzen, von der Stegbreite b_1^B und der ganzen Höhe des T-Balkens. Die Verringerung des Druckteiles bedingt bei größeren negativen Momenten eine Verstärkung durch Voutenausbildung, wie dies in der Zeichnung beim Balken B_1 angedeutet ist. Dadurch wird die Höhe des zur Aufnahme der negativen Momente bestimmten rechteckigen Querschnittes vergrößert.

Die Ausbildung der Unterzüge ist auch in Fig. 59 in U_1 und in U_2 dargestellt. Bei typischen Eisenbetonkonstruktionen ruhen sie auf Eisenbetonstützen auf und werden mit diesen gewöhnlich in einem hergestellt. Wie die Auflagerung der Hauptunterzüge gedacht ist, geht auch aus der Zeichnung hervor. Auch hier geschieht die Auflagerung nach einer Fläche $n\ o\ p\ q$. Die Größe der Auflagerfläche bleibt gleich, ob man Vouten anordnet oder nicht. Die Wirkung der Unterzüge als über mehrere Stützen durchlaufende Träger hängt von denselben Bedingungen ab, die vorher besprochen wurden. Da die Querschnittsausbildung dieselbe ist wie bei den Balken, so erfolgt die Berechnung nach denselben Gesichtspunkten wie bei diesen. Wie wenig aber die

Digitized by Google

Annahme der Kontinuität bei Eisenbetonträgern, welche mit den Stützen fest verbunden sind, zutrifft, zeigen die vom Verfasser gemeinschaftlich mit Geheimrat Scheit in Dresden ausgeführten Versuche, welche am Schlusse dieses Buches besprochen werden.

Bei der Berechnung der Unterzüge werden als Stützweiten die Entfernungen von Stützenmitte zu Stützenmitte angenommen. Zur Aufnahme der positiven Feldmomente wird der Querschnitt S^v, zur Aufnahme der negativen Stützenmomente auch hier wie bei den Balken der rechteckige Querschnitt von der Stegbreite b_1^v und der ganzen Höhe (einschließlich Plattenstärke) zugrunde gelegt.

In der Regel ruhen die Hauptunterzüge U auf Eisenbetonstützen. Man kann bis zu einem gewissen Grade von einer „Auflagerung" der Unterzüge auf den Stützen sprechen, wenn letztere gestampft werden, und beim Anschluß an die Unterzüge oder auch an den Vouten eine Arbeits- und Trennungsfuge gemacht wird. In Fig. 59 ist bei der Stütze N die Arbeitsfuge in der Fläche $i\,k\,l\,m$ dargestellt. Die Auflagerfläche des Unterzuges ist $n\,o\,p\,q$. Obgleich die Eiseneinlagen auch bei den Stützen bis in die darüberliegenden Stützen durchgehen sollen, wird man in einem solchen Falle bis zu einem gewissen Grade von einer freien Auflagerung sprechen können. Anders aber wird es, wenn die Stützen gleichzeitig mit den Unterzügen aus plastischem Beton auf einmal hergestellt werden, und die Anschlüsse durch kräftige Vouten mit starken Eiseneinlagen versteift werden.

Ist man in der Lage, den Beton zu stampfen, so werden zunächst drei Seiten der Stützenschalung aufgestellt, und die vierte Seite bleibt frei. Die vorbereitete Stützenbewehrung wird in die Schalung hineingestellt und fortschreitend mit dem Stampfen des Betons wird die vierte Seite geschlossen.

Verwendet man Umschnürungen oder eng aneinanderliegende Bügel als Querbewehrung für die Eisenbetonstützen, so wird ein Stampfen des Betons praktisch unmöglich.

Bei Verwendung von plastischem Beton wird die Stützenschalung vollkommen geschlossen. Die fertiggestellte Bewehrung wird zuerst eingebracht, und der Beton von der Deckenschalung aus in die Stützenschalung hineingegossen. Die Unterzüge werden hier zweckmäßig gleichzeitig mit den Stützen hergestellt. In diesem Falle ist die Beanspruchung der Stützen ganz anders wie vorher. Während dort in vielen Fällen besonders bei gleichmäßiger Belastung zu beiden Seiten der Stützen eine zentrische Druckbeanspruchung mit einer gewissen Näherung angenommen werden darf, ist dies bei der Herstellung von Stützen und Unterzügen aus einem Guß nicht der Fall. Die Kräftewirkung in den Stützen kann dann nicht mehr von derjenigen in den Unterzügen getrennt betrachtet werden. Es entsteht eine rahmenartige Wirkung,

Digitized by Google

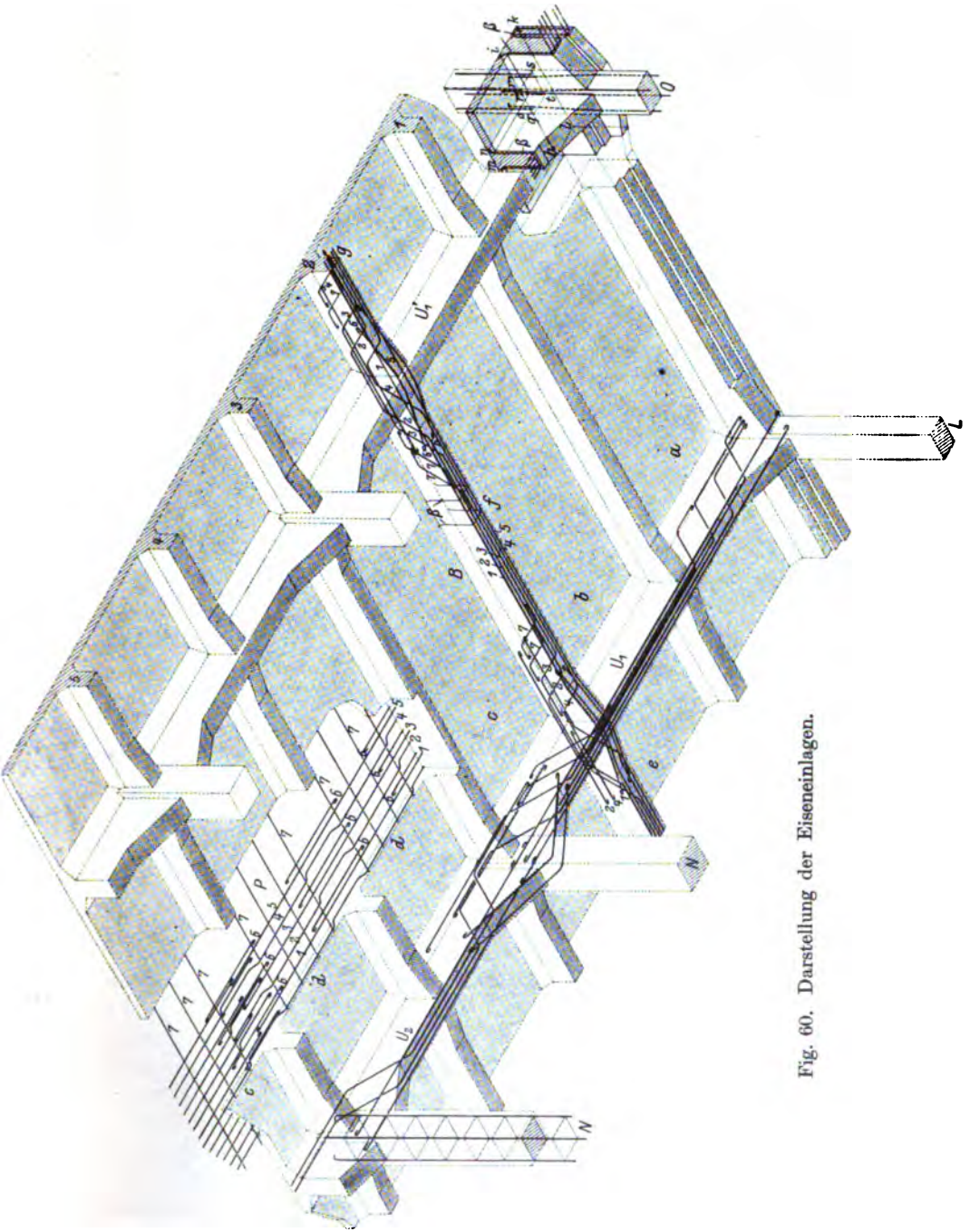


Fig. 60. Darstellung der Eiseneinlagen.

Digitized by Google

die sich in dem Auftreten von Biegungsmomenten auch in den Stützen äußert.

In der gewöhnlichen Hochbaupraxis werden zuweilen die Randstützen oder Frontstützen wie bei *L* in Fig. 59 als exzentrisch belastet gerechnet. Mit Rücksicht auf die vorher besprochene Wirkungsweise der Eisenbetonstützen bei monolitischer Herstellung sollte man aber bei der Verteilung der Eiseneinlagen das Auftreten von Biegungsmomenten in den Stützen nicht unberücksichtigt lassen. Aus demselben Grunde wird man zur Sicherheit die Stützen auch dann mit Eiseneinlagen versehen müssen, wenn sie nach der Berechnung nicht notwendig sind.

2. Darstellung der Eiseneinlagen nach deren Wirkung in den Eisenbetonelementen.

Die Eiseneinlagen der Platte *P*, der Balken *B* und der Unterzüge *U* sind in Fig. 60 dargestellt; ferner sind auch in *N* und *O* die Eiseneinlagen für zwei viereckige Stützen eingezeichnet.

Bei dieser Darstellung ist grundsätzlich zu unterscheiden, ob die Eiseneinlagen zur Aufnahme von Zugspannungen oder zur Aufnahme der Schub- oder Hauptspannungen dienen. Für die Platte *P* ist ein charakteristischer Fall dargestellt, in welchem gezeigt wird, wie im Bereiche der positiven Feldmomente sämtliche Eiseneinlagen auf der Zugseite im unteren Teil der Platte eingelegt sind. (Mit 1, 2, 3, 4 und 5 bezeichnet.) An der Stelle der negativen Momente, die beim Anschluß an die Balken hervorgerufen werden, sind auch im oberen Teil der Platte kurze Eisenstücke (mit 6 bezeichnet) eingelegt.

Der Querschnitt dieser Eiseneinlagen wird an allen Stellen entsprechend den Biegungsmomenten ermittelt; ihre Verteilung und die Abbiegungen geschehen nach praktischen Gesichtspunkten. Ein Teil der Eiseneinlagen wird immer gerade durchlaufen müssen, wie dies bei den mit 1, 3 und 5 bezeichneten Eiseneinlagen der Fall ist. Ein anderer Teil wird so abgebogen, wie es bei 2 und 4 dargestellt wird, so daß eine Anzahl von Eiseneinlagen zur Aufnahme der positiven Feldmomente, ein Teil aber auch zur Aufnahme der negativen Stützenmomente herangezogen wird. Nur wo diese zur Aufnahme der negativen Momente nicht genügen, werden die kurzen mit 6 bezeichneten Stücke in dem oberen Teil der Platte hinzugelegt. Senkrecht zu den Eiseneinlagen, welche man als Deckeneisen bezeichnet, werden die mit 7 bezeichneten sogenannten Verteilungseisen eingelegt. Die Anordnung der letzteren ist eine konstruktive Maßregel, die um so notwendiger ist, je mehr die Wirkung einer auf 4 Seiten eingespannten Platte vorhanden ist. Es ist schon erwähnt worden, daß bei der Ermittlung der Plattenquerschnitte nach einzelnen Streifen die Form-

Digitized by Google

änderungen der Platte nach der dazu senkrechten Richtung unberücksichtigt bleiben. Dieser Mangel hat sich sehr häufig durch Auftreten von Rissen in der Mitte der Platte parallel zu den Längseisen gezeigt. Um dies zu verhindern, legt man die Verteilungseisen ein, deren Abstand in der Feldmitte kleiner als in der Nähe der Auflager sein soll. Gleichzeitig können aber diese Verteilungseisen sehr gut als Abstandhalter verwendet werden.

Aus Gründen, die noch später angegeben werden, müssen alle Eiseneinlagen, auch bei den Balken und Unterzügen, an den Enden mit Haken versehen werden, deren Wirkung am besten ist, wenn sie so angeordnet werden, wie in Fig. 60 dargestellt ist.

Für das Randfeld *a* sind vielfach andere Eiseneinlagen erforderlich, wie für die Mittelfelder *b*, *c*, *d*, weshalb die Eiseneinlagen des Endfeldes ohne Rücksicht auf das anschließende Feld *b* durchgeführt werden. Dagegen können die Felder *b*, *c*, *d*, *d* durchgehende Eiseneinlagen erhalten. Die Zusammenführung der Eisen von Feld *c* und *d* ist bei Balken 5 in Fig. 60 dargestellt. Die Anordnung von durchgehenden Eiseneinlagen bei den Platten *d*—*d* über Balken 4 wird gleich im Anschluß daran gezeigt.

Die Verteilung der Eiseneinlagen bei einem durchlaufenden Balken *B* ist in Fig. 60 bei Balken *B* dargestellt. Die mit 1, 2, 3, 4 und 5 bezeichneten Eiseneinlagen dienen zur Aufnahme der positiven Feldmomente. Ein Teil davon (mit 2, 3 und 4 bezeichnet) wird zur Aufnahme der negativen Stützenmomente beim Anschluß an den Unterzug U_1' verwendet. Es ist immer darauf zu achten, daß ein Teil der Eiseneinlagen beim Anschluß an die Unterzüge auch durchläuft, selbst an den Stellen, wo nur negative Momente vorhanden sind (wie dies an den Eiseneinlagen 1 und 5 gezeigt wird). Die mit 2, 3 und 4 bezeichneten nach der Druckzone schon abgebogenen Eiseneinlagen, werden gleichzeitig zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen Schub- oder Hauptspannungen verwendet. Wo diese nicht genügen, werden noch besondere Eisen eingelegt, wie dies durch 7 dargestellt ist.

Bei Anordnung von Vouten ist für deren gute Verbindung mit den anschließenden Balken, Unterzügen und Stützen zu sorgen. Zu diesem Zwecke verwendet man eigene Eiseneinlagen, wie dies bei Balken *B* an dem Unterzug U_1' durch die mit 6 bezeichneten besonderen Eiseneinlagen geschieht.

Die Verteilung der Eiseneinlagen bei den Unterzügen geschieht nach ganz ähnlichen Gesichtspunkten. In U_1 und U_2 sind 2 Beispiele dargestellt. Bei U_1 wird auch gezeigt, in welcher Weise die Eiseneinlagen des Unterzuges mit denjenigen aus dem Balken *B* ineinander übergreifen.

Manchmal wird die Verbindung der Balkenvouten mit den anschließenden Unterzügen nicht durch eigene Eiseneinlagen hergestellt,

Digitized by Google

wie dies bei U_1' gezeigt wird (mit 6 bezeichnet), sondern es werden die durchlaufenden Eiseneinlagen 1 und 5 in der Weise abgebogen, wie dies bei U_1 dargestellt ist. Zweckmäßig ist aber die Anordnung, wie sie beim Anschluß von B an U_1' gezeigt wird. Die zweckmäßige Austeilung der Eiseneinlagen, die Verwendung der nach dem Druckgurt hochgeführten Eiseneinlagen zur Aufnahme der Hauptspannungen und im weiteren Verlauf der Zugspannungen an Stelle der negativen Momente, ferner die Weiterführung dieser Eiseneinlagen in das Feld g wird bei dem Balken B gezeigt.

Eine charakteristische Form der Bügel wird bei Balken B durch β dargestellt. Über die statische Bedingung und über die verschiedene Form der Bügel wird noch an einer anderen Stelle gesprochen werden. Hier sei nur erwähnt, daß die Bügel ihren Zweck nur dann erfüllen, wenn sie an die Längseisen gut angeschlossen und genügend hoch in den Druckgurt hineingeführt werden. Sie sollen über die ganze Balkenlänge derart verteilt werden, daß ihr gegenseitiger Abstand gegen das Auflager hin kleiner wird.

Beim Zusammenschlusse der Balken mit den Unterzügen wird man zweckmäßig darauf achten, daß die unteren Eisen des Balkens über den Eisen der Unterzüge liegen.

Die Eiseneinlagen bei der quadratischen Stütze N bestehen aus Längseisen und Bügeln. Der Fall stellt eine Stütze dar, die an der unteren Kante der Decke aufhört. Eine durchlaufende Stütze ist bei O gezeigt. Dieser Fall zeigt, wie die Eiseneinlagen der Stütze bis zur Voute des Unterzuges U_1' zu den Stützenkanten parallel geführt, dann nach oben hin gegen die Mitte zu abgelenkt werden. Sie reichen nur wenig über die Deckenoberfläche $q\,r\,s\,t$ und sind am Ende abgebogen. Die Ablenkung der Eiseneinlagen gegen die Stützenachse zu ist notwendig, weil für die Eiseneinlagen der darüberliegenden Stütze Platz geschaffen werden muß. Die Ablenkung wird größer sein müssen, wenn die darüberliegende Stütze einen kleineren Querschnitt hat.

Die verschiedenen Querschnittsausbildungen bei den Stützen und die Anordnung von Umschnürungen verschiedener Art sollen hier nicht näher besprochen werden, weil dies an der Hand der Versuche in einem späteren Abschnitt erläutert werden soll.

Digitized by Google

Zweiter Abschnitt.

Die Grundlagen der statischen Berechnung.

Nach den in der Einleitung ausgesprochenen Grundsätzen kann es sich in diesem Abschnitt nicht allein darum handeln, die Wege zu zeigen, auf denen die in Beton- und Eisenbetonquerschnitten unter bestimmten Belastungen auftretenden Spannungen ermittelt werden. Weit wichtiger ist es, den Zusammenhang zwischen Formänderungen und Spannungen, sowie diejenigen Voraussetzungen und Annahmen zu überprüfen, welche der Berechnung der Spannungen zugrundegelegt werden können.

Es dürfte hier angebracht sein, die Worte Naviers vorauszuschicken, die in der Vorrede zu seinem im Jahre 1826 erschienenen Werke über „Baumechanik" enthalten sind, in welchem er sagt: „Die meisten Ingenieure bestimmen die Abmessungen der Teile von Bauwerken oder Maschinen nach dem herrschenden Gebrauch oder nach dem Muster ausgeführter Werke. Sie legen sich selten Rechenschaft ab über die auf jene Teile wirkenden Kräfte und über den Widerstand, die diese jenen entgegensetzen."

Im Eisenbetonbau wird sehr häufig nach dem herrschenden Gebrauch und nach dem Muster ausgeführter Werke gearbeitet, welche beide nicht immer wissenschaftlich gerechtfertigt sind.

Ferner sei auch darauf hingewiesen, daß Schwedler schon im Jahre 1851 einen Ausspruch getan hat, dessen Gedankengang ähnlich dem Ausspruche Naviers ist. Er warnte vor der Anwendung von Theorien unter bestimmten Voraussetzungen bei Bauausführungen, bevor man sich überzeugt hat, daß auch sämtliche Voraussetzungen bei dem Bauwerke gemacht werden können. Er sagte unter anderem wörtlich: „Man wird finden, daß die Theorien für jedes Bauwerk je nach dem Baustoffe, dessen Elastizität, den Querschnitten der Teile, den Verbindungen und noch mancherlei anderen Sachen besonders richtiggestellt werden muß, wenn man nicht in Fehler verfallen will. Die Theorie gibt nur im allgemeinen ein Schema, nach welchem die Standfestigkeit des Bauwerkes durchdacht werden soll. Dem einzelnen Baumeister bleibt es danach überlassen, in jedem besonderen Fall dieses Schema mit seinen Gedanken auszufüllen."

Wie wichtig es ist, bei der Aufstellung einer Theorie für Beton und Eisenbeton, deren Übereinstimmung oder Abweichung von den

Digitized by Google

wirklich auftretenden Verhältnissen zu studieren, zeigt sich besonders bei der Überprüfung von größeren statischen Berechnungen, wo allzu häufig den ermittelten absoluten Zahlenwerten eine ihnen nicht zukommende Bedeutung gegeben wird.

Demgegenüber muß betont werden, daß im allgemeinen die für Beton und Eisenbeton üblichen und bewährten Theorien der Berechnungen unter denselben Voraussetzungen durchgeführt werden, wie sie bei homogenem Material wie z. B. bei Flußeisen gemacht werden.

Schon bei der Berechnung der in einem einfachen Betonbalken auftretenden Biegungsspannungen geht man von der Bernoullischen Annahme aus, daß jeder zur Stabachse senkrechte Querschnitt nach der Formänderung eben bleibt, eine Annahme, die nur für diejenigen Körper gelten kann, die dem Hookschen Gesetz folgen. Bei Beton ist dies nicht der Fall, wie im ersten Abschnitt auf S. 48 gezeigt wurde.

Da beide Annahmen bei Beton nicht zutreffen, so folgt daraus auch, daß die Naviersche Annahme nicht zutreffen kann, welche eine gradlinige Spannungsverteilung über den Querschnitt voraussetzt. Selbstverständlich beziehen sich alle die soeben genannten Annahmen nur auf den Fall der reinen Biegung. Beim Vorhandensein von Querkräften in einem Querschnitt gelten diese Voraussetzungen nicht. Wir werden aber auch in der Folge den Fall der reinen Biegung trennen von dem Fall der allgemeinen Biegung, bei welchem in den Querschnitten zu den Normalspannungen auch Schubspannungen hinzutreten.

Neben diesen grundlegenden Voraussetzungen ist noch besonders auf die Veränderlichkeit der Elastizitätszahlen für Beton, auf das Wandern der Nullinie mit zunehmender Belastung hinzuweisen, welche bei der Ermittlung der Spannungen unberücksichtigt bleiben.

Eine Theorie, welche sich der Wirklichkeit nach Möglichkeit nähern soll, können wir nur dann erhalten, wenn wir alle Annahmen treffen, wie sie tatsächlich vorhanden sind. Wenn wir nur bei einer Voraussetzung von der Wirklichkeit abweichen, so wird die Ermittlung der Spannungen beeinflußt, um so mehr aber, wenn wir für alle der Berechnung zugrundegelegten Voraussetzungen Annahmen machen müssen, die sich den tatsächlichen Verhältnissen nur nähern.

Bei der Berechnung der in Beton- und Eisenbetonquerschnitten auftretenden Spannungen ist man gezwungen, Annahmen zu machen, die von der Wirklichkeit manchmal recht erheblich abweichen. Deshalb ist es von besonderem Wert, nicht nur die Voraussetzungen, sondern auch die Endergebnisse auf dem Wege der wissenschaftlichen Versuchsforschung nachzuprüfen. Nur so hat man die Möglichkeit, die Abweichungen der gangbaren und gebräuchlichen Theorien von den tatsächlichen Verhältnissen kennen zu lernen.

Digitized by Google

V. Axialer Zug und Druck.

Zur Übertragung von axialen Zugkräften wird man weder Beton noch Eisenbeton verwenden, da die Zugfestigkeit des Betons verhältnismäßig gering ist. Manchmal wendet man im Eisenbetonbau für Hängesäulen bei Brücken mit angehängter Fahrbahn oder für Zugbänder bei Bogen- oder Rahmenbindern und anderen Fällen Eisen in Form von Rundeisen oder I-Trägern an, welche zur Vermeidung von Rostgefahr mit Beton ummantelt werden. In diesem Falle kann man aber nicht von einem Eisenbetonquerschnitt sprechen, sondern von einem Eisenquerschnitt, welcher mit Beton ummantelt ist. Bei stärkeren, gewalzten Profilen wird man auch daher die Vorsorge treffen müssen, daß eine gute mechanische Verbindung mit dem Beton hergestellt wird, was am zweckmäßigsten mit Hilfe eines Drahtgewebes geschieht.

Bei der Übertragung von axialen Druckkräften spielt der Eisenbeton eine sehr wichtige Rolle.

Vorerst sei auf den Unterschied zwischen Würfelfestigkeit und Prismen- oder Säulenfestigkeit hingewiesen.

Über die Würfelfestigkeit sind auf Seite 57 verschiedene Angaben gemacht worden. Es wurde dort schon hervorgehoben, daß die Druckfestigkeit von Prismen kleiner werden müsse als bei Würfeln. Bach hat an der Stuttgarter Versuchsanstalt Versuche ausgeführt, welche geeignet erscheinen, das Verhältnis der Prismenfestigkeit zur Würfelfestigkeit genauer anzugeben. Die Versuchskörper waren alle quadratisch mit einer Seitenlänge $a = 32$ cm. Die Höhe h betrug 0,16, 0,32, 0,64, 1,20, 2,56 und 3,84 m. Sonach schwankte das Verhältnis $\frac{h}{a}$ bei diesen Versuchen zwischen 0,5 und 12. Der Beton bestand aus einer Mischung von 1 Raumteil Zement, 4 Raumteilen Sand und Kies und 9,3 Gewichtsprozenten Wasser, also eine sehr plastische Mischung.

Das Verhältnis der Prismenfestigkeit W' ergab zur Würfelfestigkeit W:

$$\frac{W'}{W} = \frac{427}{303} = 1{,}41;\quad \frac{310}{303} = 1{,}01;\quad \frac{288}{303} = 0{,}95;\quad \frac{316}{365} = 0{,}87;\quad \frac{270}{313} = 0{,}86;\quad \frac{263}{313} = 0{,}84.$$

$$\text{für } \frac{h}{a} = 0{,}5 \qquad 1 \qquad 2 \qquad 3{,}7 \qquad 8 \qquad 12$$

Digitized by Google

Wir ersehen daraus, daß das Verhältnis $\frac{W'}{W}$ mit zunehmender Höhe des Prismas kleiner wird, daß aber diese Abnahme mit zunehmender

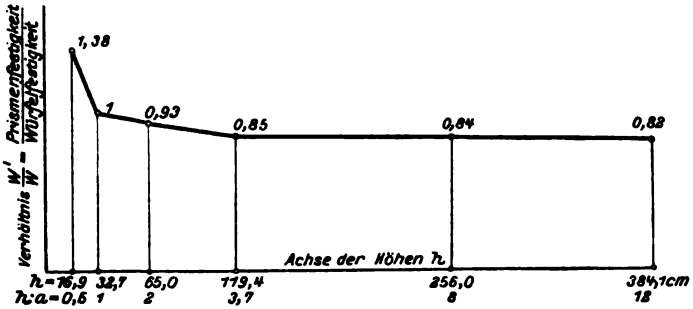


Fig. 61. Prismenfestigkeit und Würfelfestigkeit (Versuche von Bach).

Höhe h geringer wird, und sich einem Grenzwert nähert, welcher ungefähr bei $0{,}8 = \frac{4}{5}$ der Würfelfestigkeit liegt. Alle diese Werte gelten nur so lange, als keine Knickgefahr eintritt. Die Darstellung in Fig. 61 zeigt deutlich die Abhängigkeit des Verhältnisses $\frac{W'}{W}$ von der Höhe des Prismas.

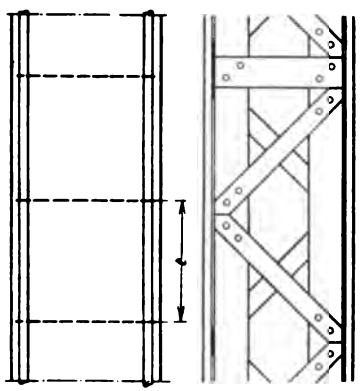


Fig. 62a. Eisenbetonsäule.

Fig. 62b. Betonummantelte Eisensäule.

Es ist also nicht unberechtigt, wenn Bach aus diesen Versuchen folgert, daß im allgemeinen die Säulenfestigkeit oder die Druckfestigkeit von Betonsäulen mit vier Fünftel der Würfelfestigkeit angenommen werden kann. Diesen Begriff der Säulenfestigkeit wollen wir für die Besprechung der Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonsäulen beibehalten.

Bei der Ausbildung von Säulen, Stützen oder Pfeilern, welche durch axialen Druck beansprucht werden, ist darauf zu achten, ob der Beton zur Aufnahme der äußeren Kräfte mit herangezogen wird, oder ob er nur als Verkleidung einer Eisenkonstruktion dient. Im ersteren Fall hat man es mit Eisenbetonkonstruktionen zu tun, im letzteren Fall mit ummantelten Eisenkonstruktionen. Die einfachste Form beider ist im Prinzip in Fig. 62a und b dargestellt.

Digitized by Google

Um die Tragfähigkeit von Betonquerschnitten zu erhöhen, verwendet man Eiseneinlagen, die längs des Umfangs, bei viereckigen Querschnitten gewöhnlich in den Ecken angeordnet werden. Diese auf die ganze Länge durchgehenden Eisen, in der Regel Rundeisen, bezeichnet man als Längseisen. Selbst bei der Verwendung von sehr starken Durchmessern ist das Trägheitsmoment eines einzelnen Eisenstabes verhältnismäßig klein, so daß schon geringe Belastungen ein Ausknicken und damit ein Abspringen der äußeren Betonschichte hervorrufen könnten.

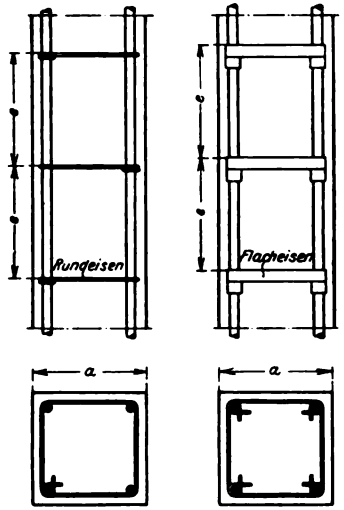


Fig. 63a. Rundeisenbügel. Fig. 63b. Flacheisenbügel.

Um diesem Übelstand zu begegnen, werden die Längseisen in bestimmten Entfernungen durch Quereisen, Bügel genannt, festgehalten. Diese können nur dann einen Wert haben, wenn sie an die Längseisen fest und unverrückbar angeschlossen werden, so daß ein Ausknicken der Längseisen nur zwischen 2 Bügeln möglich ist. Die einfachste und am häufigsten angewendete Art von Bügeln sind Rundeisen- oder Flacheisenbügel, wie sie in Fig. 63a und b dargestellt sind.

Man unterscheidet Umfangsbügel (Fig. 64a), wenn sie längs des Umfangs des Betonquerschnittes verlaufen, ferner Diagonalbügel (Fig. 64b), wenn sie zwei diagonal liegende Längseisen verbinden. Eine Verbindung beider ist in Fig. 64c dargestellt.

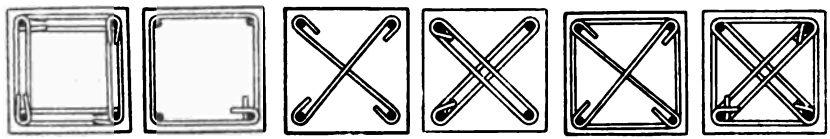


Fig. 64a. Umfangsbügel. Fig. 64b. Diagonalbügel. Fig. 64c. Umfangs- und Diagonalbügel.

Manchmal wurden früher auch Bügel verwendet, wie sie in Fig. 64d dargestellt sind. Es sind flach liegende Flacheisen mit ausgestanzten Löchern. Diese Bügel können mit dem Fortschritt des Stampfens (Fig. 64d) über die Längseisen geschoben werden. Ein fester unverrückbarer Anschluß an die Längseisen wird hier schwer zu erzielen sein.

Digitized by Google

Um die Knickfestigkeit der Längseisen zu erhöhen, hat man in der Praxis auch versucht, an Stelle von Rundeisen gewalzte Profile mit größeren Trägheitsmomenten zu verwenden.

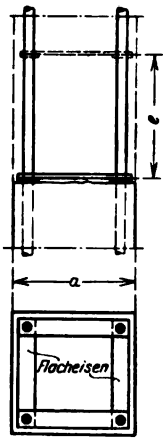


Fig. 64d. Flacheisenbügel (flachkant).

Selbst bei sorgfältigster Herstellung wird es nicht immer möglich sein, die in Fig. 64 dargestellten Bügel mit den Längseisen so zu verbinden, daß an der Anschlußstelle ein fester, unverrückbarer Punkt entsteht, auch dann nicht, wenn man, wie dies in der Praxis oft geschieht, die Anschlußstelle mit Bindedraht umwickelt. Es ist in diesem Falle nicht nur schwierig, ein dichtes Anliegen der Bügel an die Längseisen zu erreichen, sondern auch, die Bügel in bestimmten Abständen zu erhalten, da sie sich leicht parallel zur Längsachse verschieben.

Einen Bügel besonderer Art zeigt Fig. 65a, der sogenannte Züblinsche Sperrbügel. Er besteht aus 2 zusammengedrehten dünnen Rundeisen. In die offenen Schlingen *O* werden die Längseisen eingeführt und dann die überstehenden Enden der Bügel zusammengedreht und umgebogen. Der Anschluß an die Längseisen ist hier viel sicherer wie bei den vorgenannten Beispielen.

Endlich sei noch auf eine andere Form von Umfangsbügeln hingewiesen, in Form von Ringen bei kreisförmigem und achteckigem Quer-

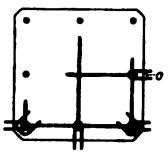


Fig. 65a. Sperrbügel.

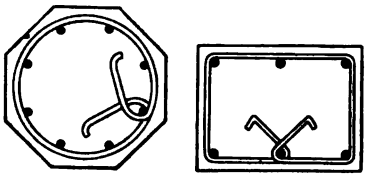


Fig. 65b. Ringbügel.

schnitt oder auch viereckig bei rechteckigen Querschnitten, wie sie in Fig. 65b dargestellt sind. Die überstehenden Enden werden in den Betonkern hineingeführt, wodurch eine feste Verankerung und eine Festlegung der Anschlußstelle an die Längseisen erzielt werden kann.

1. Tragfähigkeit von Eisenbetonstützen.

Einfluß der Längs- und Querbewehrung.

Unter der Annahme, daß sich eine bestimmte Achskraft P gleichmäßig auf den Beton- und Eisenquerschnitt verteilt, erhält man

$$P = \sigma_{bd} \cdot F_b + \sigma_e \cdot F_e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Digitized by Google

Hierbei bezeichnet F_b den Betonquerschnitt, F_e den Eisenquerschnitt, σ_{bd} die Druckspannung im Beton und σ_e die Druckspannung im Eisen.

Man könnte sonach aus Gleichung (1) die Tragfähigkeit einer Eisenbetonsäule bestimmen, wenn die Querschnitte und die Spannungen im Eisen und im Beton beim Bruch angenommen werden.

Soll man aber für eine gegebene Achslast P bei einem bestimmten Querschnitt die Spannungen ermitteln, so kann dies in folgender Weise geschehen:

Man kann annehmen, daß die Längseisen dieselben Verkürzungen erleiden, wie der Beton. Aus dem Potenzgesetz rechnet sich die Verkürzung des Betons aus $\varepsilon_{bd} = \alpha_{bd} \cdot \sigma_{bd}^m$. Für kleine Spannungsunterschiede darf man $m = 1$ setzen. Es ergibt sich sonach:

$$\varepsilon_{bd} = \alpha_{bd} \cdot \sigma_{bd} = \frac{\sigma_{bd}}{E_{bd}} .$$

Die Verkürzung im Eisen

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_e}$$

und da

$$\varepsilon_{bd} = \varepsilon_e$$

ergibt sich

$$\frac{\sigma_{bd}}{E_{bd}} = \frac{\sigma_e}{E_e}$$

oder

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \frac{E_e}{E_{bd}} = n$$

und

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_{bd} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Die Zahl n, das Verhältnis der Elastizitätsmoduli, ist veränderlich, da der Nenner E_{bd} veränderlich ist.

Nimmt man z. B. den auf S. 51 besprochenen Fall an, wo ein Beton von einer Mischung 1 : 2 : 4 und einem Wasserzusatz von 10,1% verwendet wurde, so ergibt sich für eine zulässige Spannung von 40 kg/qcm ein $E_{bd} = 194\,000$ kg/qcm. Sonach ist in diesem Fall, wenn E_e mit 2 100 000 kg/qcm angenommen wird, $n = 10{,}8$. Mit zunehmender Spannung im Beton wächst n. Man wird, um annähernd den wirklichen Zustand zu berücksichtigen, n immer entsprechend der Spannung im Beton wählen müssen. Daß aber n bei einer fetteren Mischung für dieselbe zulässige Spannung noch kleiner werden kann, zeigt das Beispiel auf S. 59, wo sich für eine Betonmischung 1 : 4 bei einem Wasserzusatz von 8% für eine Spannung von 36,7 kg/qcm E_{bd} mit 225 000 kg/qcm ergibt. Hier ist $n = 9{,}3$. Man ersieht aus diesen zwei

Digitized by Google

Beispielen, daß bei der Ermittlung der zulässigen Spannung n nicht größer als 10 angenommen werden darf.

Zur Bestimmung der Druckspannung im Beton wird in die Gleichung (1) der Wert für σ_{bd} eingesetzt. Man erhält:

$$P = \sigma_{bd} \cdot (F_b + n \cdot F_e)$$

und

$$\sigma_{bd} = \frac{P}{F_b + n \cdot F_e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Bei der Berechnung der Spannungen im Eisen und Beton nach Gleichung (2) und (3) wird es auffallen, daß auf die Anordnung der Querbewehrung gar keine Rücksicht genommen ist, trotzdem sie von erheblichem Einfluß auf die Tragfähigkeit ist.

Berechnet man σ_{bd} nach der Gleichung (3), so wird man zuverlässige Werte nur so lange erhalten können, als man die Zahl n genau bestimmen kann. Wir wissen, daß n mit zunehmendem σ_{bd} größer wird und in der Nähe der Bruchlast wird es uns nicht mehr möglich sein, das n zuverlässig zu bestimmen. Daraus geht auch hervor, daß für Belastungen in der Nähe des Bruches eine Berechnung von σ_{bd} nach Gleichung (3) nicht statthaft sein kann. Bei geringeren Belastungen in der Nähe der zulässigen Spannungen im Beton ist die Berechnung von σ_{bd} nach dieser Gleichung zulässig, weil da die Querbewehrung, wie noch an Versuchen gezeigt werden wird, nicht von ausschlaggebender Bedeutung ist.

Aus den gleichen Gründen ist auch die Berechnung von σ_e nach der Gleichung (2) für Belastungen in der Nähe des Bruches nicht zulässig. Setzt man für $n = 10$, ein Wert, welcher für die zulässige Spannung im Beton zutrifft, so ergibt sich für σ_e bei einer zulässigen Spannung $\sigma_{bd} = 40$ kg/qcm nur 400 kg/qcm. Daraus folgt, daß die Eiseneinlagen nicht ebenso ausgenutzt werden können, wie der Beton, und daß für gewöhnliche Eisenbetonsäulen die gewöhnliche Längsbewehrung nur von untergeordneter Bedeutung sein kann.

Im folgenden soll an der Hand einiger Versuche gezeigt werden, in welcher Weise die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen mit gewöhnlichen Querbügeln durch die Betonmischung, durch die Längs- und Querbewehrung beeinflußt wird.

Belastet man eine Säule aus Beton oder Eisenbeton mit einer in der Achse wirkenden Druckkraft P, so werden dadurch bekanntlich Verkürzungen nach der Länge und gleichzeitig Querdehnungen im Beton hervorgerufen. Im Falle der Anordnung von nur Längseisen, wird in dem Verhältnis der Zusammendrückungen zu den Querdehnungen des Betons keine nennenswerte Änderung eintreten.

Durch Hinzutreten von Bügeln, vorausgesetzt, daß sie richtig ausgeführt werden, ändert sich das Verhältnis der Querdehnungen zu

Digitized by Google

den Verkürzungen des Betons. Dasselbe ist auch der Fall bei der Verwendung von verschiedenen Betonmischungen. Deshalb sind letztere geeignet, die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen erheblich zu beeinflussen, während dies bei der Verwendung von nur Längseiseneinlagen nicht der Fall sein kann.

In erster Linie zu erwähnen, sind die Versuche der französischen Regierungskommission, welche im Jahre 1907 veröffentlicht wurden. (Siehe Fußnote 1, S. 124.)

Es wurden im ganzen 9 Säulen von 5 m Länge geprüft. Die Betonmischung war 350 kg Zement auf 400 l Sand und 800 l Kies. Die Eiseneinlagen waren von derselben Art, wie in Fig. 64d 4 Längseisen von verschiedenem Durchmesser mit gelochten Flacheisenbügeln. Der Bügelabstand betrug 50 cm. Der Eisenprozentsatz der Längseiseneinlagen war 0,28 bis 3,97%. Wie schon früher erwähnt, kann die Verbindung der Längseisen mit den gelochten Flacheisen keine gute sein, weil dadurch kein fester Anschluß an die Längseisen erzielt werden kann. Die Ergebnisse sind beistehend ersichtlich.

Säule	Querschnitt in cm	Eisenprozent	Bruchlast P	Alter	Säulenfestigkeit $W' = \frac{P}{F_b}$
1	40/40	3,97	401	10 Mon.	250
2	40/40	2,01	374	8 „	233,9
3	40/40	1,04	bei 401 noch nicht gebr.	8 „	250
4	40/40	0,50	401	11 „	250
5	40/40	0,28	402	10 „	252
1	25/25	3,94	146	10 „	233
2	25/25	0,50	167	11 „	267

Zieht man die Säulenfestigkeit $\left(\frac{P}{F_b}\right)$ zur Beurteilung der Tragfähigkeit der Eisenbetonsäulen heran, so zeigt sich, daß der Einfluß der Längseisen sich in diesem Falle gar nicht bemerkbar gemacht hat. Bedenkt man ferner, daß die Säulenfestigkeit der nicht bewehrten Betonsäulen von derselben Betonmischung nach 5 Monaten im Durchschnitt 210 kg/qcm betrug, so folgt daraus, daß durch die Längseiseneinlagen in diesem Fall eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht erzielt werden konnte.

Das gleiche Ergebnis zeigen die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, welche Rudeloff in Heft V der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton bespricht. Die Versuche sind wegen ihrer negativen Ergebnisse von großem Interesse. So zeigen die Versuche an 2 m langen Säulen mit verschiedenen Bügelanordnungen, wie dies in Fig. 66 schematisch dargestellt ist, daß eine

Digitized by Google

Anzahl von längs- und querbewehrten Säulen weniger tragfähig waren, als die reine Betonsäule von denselben Abmessungen. In Fig. 66 ist eine bildliche Darstellung, bei welcher als Abszisse die verwendeten Bügel und als Ordinate die zu der betreffenden Säule gehörige Bruchlast eingetragen ist. Eine zweite Linie stellt das Verhältnis der Bruchlasten zu derjenigen der nicht bewehrten Betonsäule dar.

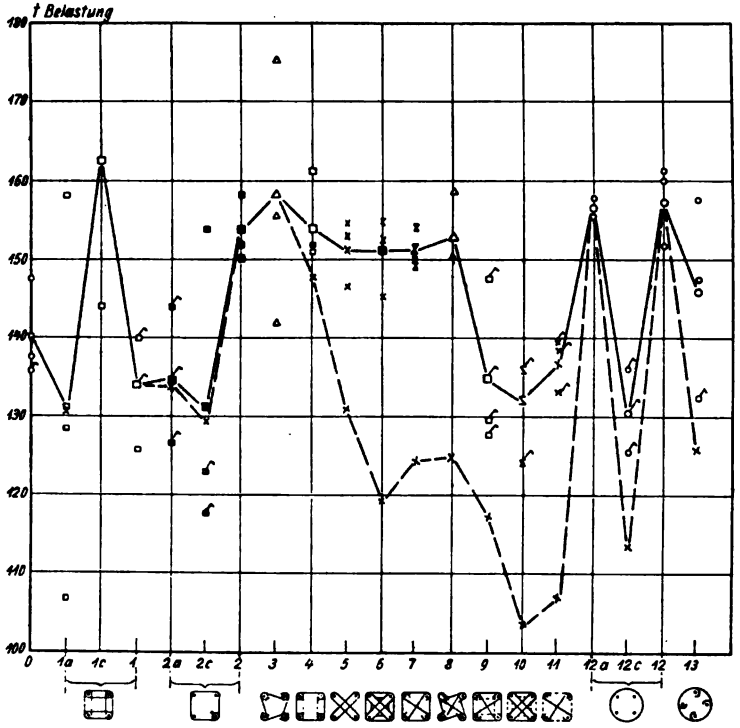


Fig. 66. Abhängigkeit der Bruchlast von der Querbewehrung. (Versuche des D. A. f. E. in Lichterfelde, bearbeitet von Rudeloff.)

Im Nullpunkt ist die Bruchlast der reinen Betonsäule mit 140 t eingetragen, und nur wenige Eisenbetonsäulen zeigen eine höhere Bruchlast. Der Grund hierfür ist beim Zerschlagen der Probekörper nach den Versuchen festgestellt worden. Es zeigte sich, daß die Bügel nicht ihre Lage beibehalten hatten und in der Längsrichtung verschoben waren. Der erforderliche unverrückbare Anschluß der Quereisen an die Längseisen fehlte hier. Es ist deshalb nicht zu verwundern, daß eine nennenswerte Erhöhung der Tragfähigkeit der Eisenbetonsäulen nicht erzielt werden konnte. Es ist ähnlich wie bei den vorbesprochenen Versuchen, so, als wenn die Querbügel fehlten.

Digitized by Google

Von Interesse ist ferner die auffallende Beobachtung, die bei diesen und anderen Versuchen gemacht wurde, daß die Säulen bei den gewöhnlichen Druckversuchen am Kopfe brechen, was auf die stehende Herstellung der Säulen zurückgeführt wurde. Versuche, die der

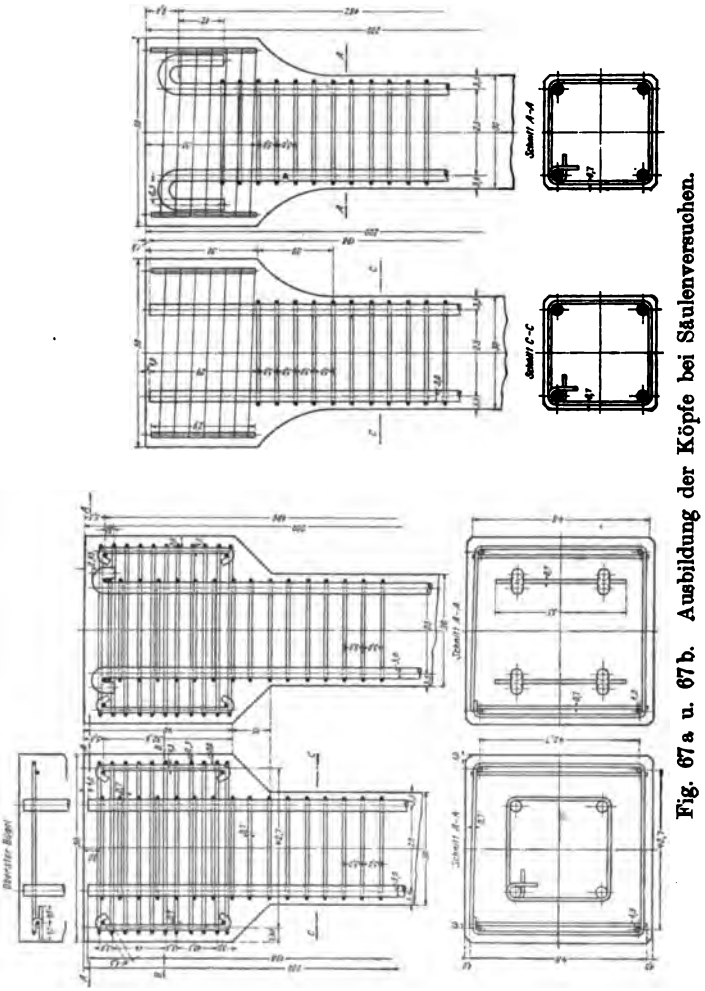


Fig. 67a u. 67b. Ausbildung der Köpfe bei Säulenversuchen.

Verfasser für eine Frankfurter Firma mit liegend gestampften Säulen ausgeführt hat, haben dieselbe Erscheinung gezeigt. Daraus geht hervor, daß die stehende Herstellung der Säulen nicht die Ursache des Bruches am Kopfe sein kann. Diese Frage hat mehr versuchstechnisches Interesse, weil sowohl die Durchbildung der Eisenbetonkonstruktion, als auch die Kraftübertragung in Wirklichkeit ganz anders ist.

Digitized by Google

Rudeloff veröffentlicht in Heft XXI die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton über den Einfluß der Köpfe auf die Formänderungen und Festigkeiten von Eisenbetonsäulen. Es wurden ebenso wie in den ersten Versuchsreihen 2 m lange Säulen mit einem quadratischen Querschnitt von 30 cm Seitenlänge geprüft. Die Betonmischung betrug 1 : 4. Als Eiseneinlagen wurden 4 Längseisen von 30 mm Durchmesser mit 7 mm starken Bügeln verwendet. Die Ausbildung des Kopfes geschah nach 2 Vorschlägen von Koenen und Mörsch, die in Fig. 67a und b dargestellt sind. Ferner wurden zum Vergleich auch unbewehrte Säulen mit ähnlichen Köpfen ausgebildet und bewehrte Säulen ohne Verbreiterung des Kopfes, bei welchen Längseisen durchgeführt wurden. Die Versuche zeigten, daß die Verbreiterung und Verstärkung der Köpfe die Bruchfestigkeiten erhöhten.

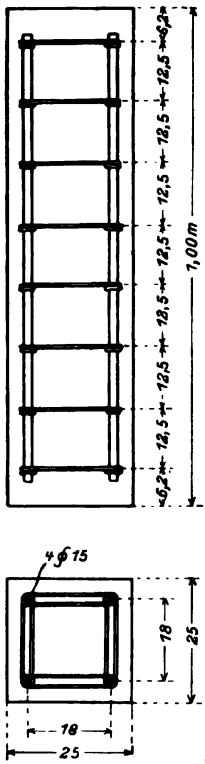


Fig. 68. Einfluß der Bügel auf die Tragfähigkeit von Säulen. (Versuche v. Bach.)

Bei den Säulen mit nicht verstärkten Köpfen zeigte sich, daß die Bruchlast am höchsten war, wenn der Abstand der Längseisen von der Druckfläche kleiner als 1 cm gewählt wurde.

Diese Versuche bestätigen die früher ausgesprochene Meinung des Verfassers, daß die Zerstörung der Säulen am Kopfe bei gewöhnlichen Druckversuchen nicht auf die Art des Stampfens, sondern auf die Art des Kraftangriffes und der Übertragung auf den Querschnitt zurückzuführen ist. Die Veränderung der Tragfähigkeit der einzelnen Säulen je nach der Ausbildung der Köpfe zahlenmäßig hier anzuführen, ist deshalb nicht notwendig, weil sie bei der Beurteilung der Tragfähigkeit von Eisenbetonkonstruktionen nicht in Betracht kommt.

Ist aber ein guter Anschluß der Quereisen an die Längseisen vorhanden, so ist es möglich, die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen zu erhöhen. Es ist ferner möglich, die Querdehnungen und damit auch die Längenänderungen des Betons zu verringern. Dies zeigt sich aus Versuchen von Bach, Stuttgart, aus den genannten Frankfurter Versuchen und zum Teil auch aus den nicht ganz einwandfreien, von Rudeloff veröffentlichten Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton

Die schon im Jahre 1905 von Bach veröffentlichten Versuche[1])

[1]) Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, 1905. Mitteilungen der Forschungsarbeiten des V. D. J. Heft 29. Verlag Julius Springer, Berlin.

Digitized by Google

wurden an Betonprismen von 25 × 25 cm Querschnitt in einem Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement zu 4 Teilen Rheinkies und 15% Wasserzusatz ausgeführt. Die Höhe betrug allerdings nur 1 m, was als zu gering bezeichnet werden muß. Man darf in diesem Falle auch die Versuchsergebnisse nicht ohne weiteres auf längere Säulen übertragen. Diese Versuche zeigen aber sehr gut den Einfluß der Querbügel, welche als Umfangsbügel in Schleifenform ausgeführt sind, wie dies in Fig. 68 dargestellt ist. Als Längseisen wurden 4 Rundeisen von 15, 20 und 30 mm Stärke verwendet. Der Bügelabstand betrug 25, 12,5 und 6,25 cm. Die Messung der Verkürzungen ergab folgende charakteristischen Längenänderungen (wie sie von Mörsch in seinem „Eisenbetonbau" angeführt sind).

Bei einer Spannung $\frac{P}{F_b}$ = 32,3 kg/qcm ergaben:	Zusammendrückung in Millionstel der Länge		
	gesamte	bleibende	federnde
Prisma ohne Eisen	133	7	126
„ mit 15 mm Eisen und 25,— cm Bügelabstand	114	5	109
„ „ 15 „ „ „ 12,50 „ „	110	2	108
„ „ 15 „ „ „ 6,25 „ „	106	4	102
bei einer Spannung $\frac{P}{F_b}$ = 64,6 kg/qcm:			
Prisma ohne Eisen	333	37	296
„ mit 15 mm Eisen und 25,— cm Bügelabstand	267	20	247
„ „ 15 „ „ „ 12,50 „ „	264	18	246
„ „ 15 „ „ „ 6,25 „ „	241	13	228
bei einer Spannung $\frac{P}{F_b}$ = 97,0 kg/qcm:			
Prisma ohne Eisen	709	164	545
„ mit 15 mm Eisen und 25,— cm Bügelabstand	488	63	425
„ „ 15 „ „ „ 12,50 „ „	473	58	415
„ „ 15 „ „ „ 6,25 „ „	421	42	379

Man ersieht daraus, daß die Verkürzungen des Betons durch an die Längseisen fest angeschlossene Bügel um so mehr verringert werden, je kleiner der Bügelabstand ist. Das kann nur möglich sein, wenn die Querdehnungen kleiner werden. Es zeigt sich ferner, daß die Verringerung der Querdehnungen durch die Bügel bei größeren Belastungen noch auffallender wird. Mit diesen Versuchen hat Bach schon im Jahre 1905 bewiesen, daß die Wirkung der Bügel in der Hauptsache auf eine Verringerung der Längenänderungen und der Querdehnungen des Betons hinausläuft. Es wird noch später gezeigt werden, daß bei den umschnürten Säulen, bei welchen die Entfernung der Bügel noch kleiner wird, ihr Einfluß auf die Formänderungen noch deutlicher zutage tritt.

Digitized by Google

Aus den gleichen Versuchen zeigt sich auch als eine Folgeerscheinung der verminderten Formänderungen die Erhöhung der Tragfähigkeit. Während das reine Betonprisma eine Säulenfestigkeit von 141 kg/qcm aufweist, steigt dieser Wert bei einer Längsarmierung von 4 Rundeisen 15 mm und 25 cm Bügelabstand auf 168 kg/qcm, bei 12,5 cm Bügelabstand auf 177 kg/qcm, bei 6,25 cm Bügelabstand auf 205 kg/qcm.

Da die Würfelfestigkeit für die aus demselben Material und in derselben Art hergestellten Würfel 159 kg/qcm beträgt, so ergibt sich daraus für das Verhältnis $\frac{W'}{W} = 0{,}88$ ein Wert, der mit den auf S. 203 angegebenen Zahlen gut übereinstimmt. Man ersieht ferner, daß die Bügel in der Lage waren, die Säulenfestigkeit bis über die Würfelfestigkeit zu erhöhen.

Für die Praxis des Eisenbetonbaues ergibt sich daraus der wichtige Schluß, daß bei Anwendung von Eisenbetonsäulen die Tragfähigkeit durch Längseiseneinlagen mit gut angeordneten und fest anschließenden Querbügeln um so mehr erhöht werden kann, je geringer der Bügelabstand ist.

Der Einfluß der Querschnittsform der Längseisen ist durch die Frankfurter Versuche (veröffentlicht „Armierter Beton" 1909) ermittelt worden. Das Versuchsprogramm stammt von dem damaligen Oberingenieur Deimling der Akt.-Ges. für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. Der Verfasser wurde mit der Ausführung und der Ausarbeitung der Versuche betraut. Als Längseisen wurden Rundeisen, Flacheisen und T-Eisen verwendet.

Die liegend gestampften 2,30 m langen Säulen waren aus zwei verschiedenen Betonmischungen 1 : 3 und 1 : 5 hergestellt mit 15% Wasserzusatz. Als Querbügel wurden Rundeisen und Flacheisen verwendet, welche ebenso wie die Längseisen verschiedene Querschnitte aufwiesen.

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit wurde die Bruchlast herangezogen. Es wurden auch eine Anzahl Feinmessungen vorgenommen, die jedoch, ebenso wie die Bruchlasten, keine Einheitlichkeit aufwiesen. Zwei wichtige Erscheinungen jedoch traten auf, weshalb diese Versuche genannt werden. Es zeigte sich, daß Flacheisen sowohl als Längs- wie als Querbewehrung nicht so günstig wirken, wie Rundeisen. Die Rundeiseneinlagen waren auch den T-Eisen überlegen.

Ferner zeigte sich bei derselben Betonmischung und demselben Querschnitt und bei der gleichen Bügelanordnung die Steigerung der Tragfähigkeit mit zunehmendem Querschnitt der Längseisen.

Bei einem Eisenprozentsatz von 4,5% (4 Rundeisen 30 mm) ergab sich eine mittlere Bruchlast 194 t. Bei einem Armierungsprozentsatz von 2,03% (4 Rundeisen 20 mm) ergab sich eine mittlere Bruchlast

Digitized by Google

von 155 t und bei einem Eisengehalt von 1,13% (4 Rundeisen 15 mm) ergab sich eine mittlere Bruchlast von 148 t. Die geringste Bruchlast ergab sich bei einer Bewehrung von 4 Rundeisen 15 mm. Bei einer Steigerung des Eisenprozentsatzes auf 2% erhöhte sich die Bruchlast nur um 7 t. Bei dem vierfachen Eisenquerschnitt bei 4,5% stieg die Bruchlast von 148 auf 194 t.

Daraus geht hervor, daß die stärkere Längsbewehrung nicht wirtschaftlich ist. Nach der Gleichung 3) auf S. 208 sollte man erwarten, daß die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen um so größer wird, je größer der Querschnitt der Längseisen ist. Es folgt aus diesen Versuchsergebnissen, daß die Gleichung 3), wie schon früher erwähnt wurde, nicht richtig sein kann, und dies um so weniger, je größer man die Zahl n annimmt, wie es den wirklichen Verhältnissen in der Nähe des Bruches entspricht. Dieselbe Beobachtung, daß die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen nicht im Verhältnis zu der Querschnittsfläche der Eiseneinlagen wächst, ist auch bei den früher genannten Bachschen Versuchen mit kleineren Säulen gemacht worden.

Die günstigste Form der Querbügel scheinen die einfachen Umfangsbügel zu sein, wie aus den Versuchen des Verfassers und aus den Rudeloffschen Versuchen hervorgeht. Letzteres kommt auch in dem Schaubild in Fig. 66 zum Ausdruck. Rudeloff fand bei den Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, daß bei der Anordnung von Diagonalbügeln Risse bei Belastungen auftraten, die weit unterhalb der Bruchlast waren, während bei der Verwendung von Umfangsbügeln Risse erst in der Nähe der Bruchlast auftraten. Das ist nur eine Bestätigung des bereits früher Gesagten und weist darauf hin, daß durch Anordnung von Bügeln, die den Kern des Betons durchschneiden, eine Schwächung des Betonquerschnittes eintritt.

Zusammenfassend geht aus den Versuchen hervor, daß bei gewöhnlichen Eisenbetonsäulen die Tragfähigkeit durch eine Längsbewehrung nur dann erhöht werden kann, wenn sie durch Querbügel in bestimmten Abständen unverrückbar festgehalten wird. Die Tragfähigkeit wird um so größer, je geringer der Bügelabstand ist, der keinesfalls größer als die Säulendicke sein soll. Selbst bei einwandfreier Ausführung unter Berücksichtigung aller besprochenen Bedingungen ist der Einfluß von gewöhnlichen Längs- und Quereiseneinlagen nicht größer, als man durch Anwendung fetterer Betonmischungen erreichen kann.

Eine wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit von bewehrten Betonsäulen kann erst erzielt werden, wenn als Querbewehrungen sogenannte Umschnürungen verwendet werden.

Digitized by Google

2. Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen mit Umschnürungen.

Als einfachste Umschnürung einer Eisenbetonsäule können die gewöhnlichen Ringbügel bezeichnet werden, wie sie in Fig. 65b dargestellt sind. Der Vorschlag, eng aneinander liegende Ringe zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Säulen zu verwenden, stammt von Koenen. Es braucht wohl nicht erst darauf hingewiesen zu werden, daß hier ebenso wie bei gewöhnlichen Bügeln, wenn eine vollständige Wirkung erzielt werden soll, für einen festen Anschluß der Ringe an die Längseisen gesorgt werden muß.

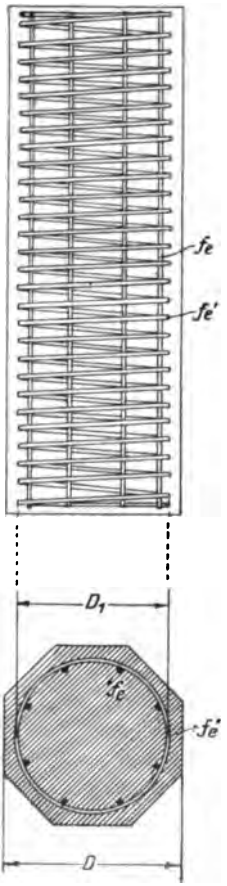


Fig. 69. Spiralförmige Umschnürung. (Nach Considère.)

Eine andere Art der Umschnürung ist die dem Franzosen Considère patentierte Spiralumschnürung, wie sie in Fig. 69 dargestellt ist. Die Umschnürung bildet hier eine an den Längseisen befestigte fortlaufende Spirale.

Eine dritte in der Praxis vielfach angewendete Umschnürung ist eine Erfindung des Russen Abramoff, welche in Fig. 70a dargestellt ist und in der Praxis als Umschnürung Abramoff-Magid bekannt ist. Die Herstellung ist nicht so einfach, wie die der gewöhnlichen Spirale. Mittels einer Biegevorrichtung werden Spiraltafeln mit eng aneinanderliegenden Windungen gebogen (Fig. 70b) und je nach der erforderlichen Ganghöhe der Spiralen auseinandergezogen (Fig. 70c). Je zwei solcher Tafeln werden an den Windungen ineinandergeschoben und durch die Übergriffstellen werden die Längseisen durchgesteckt (Fig. 70d) und mit Bindedraht verbunden. Die Wirkung dieser Umschnürung ist sehr gut, wenn sie sorgfältig in der beschriebenen Weise hergestellt wird.

Will man die Wirkung von Umschnürungen einer dieser drei Arten im Prinzip kennen lernen, so muß man vorerst die Erscheinungen verfolgen, welche bei Versuchen mit gewöhnlichen Eisenbetonsäulen auftreten und das Verhältnis der Querdehnungen zu den Längenänderungen bei niedrigen Belastungen und in der Nähe des Bruches studieren.

Eine reine Betonsäule wird unter der Einwirkung einer axial wirkenden Kraft plötzlich brechen, ohne daß vorher Risse auftreten. Bei gewöhnlichen Eisenbetonsäulen kann man selbst bei sehr großen Bügelentfernungen kurz vor dem Eintreten des Bruches Risse an den Kanten

Digitized by Google

beobachten, welche darauf zurückzuführen sind, daß die Längseisen zwischen den Bügeln ausknicken.

Bei kleineren Bügelentfernungen besonders dann, wenn ein fester Anschluß an die Längseisen vorhanden ist, treten an den Seitenflächen der Säulen Risse auf, lange vor Eintreten des Bruches.

So zeigen die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in der Veröffentlichung von Rudeloff in Heft V verschiedene Rißlasten bei Anwendung verschiedener Bügel. Das Auftreten der Risse konnte hier bei gewöhnlichen Umfangsbügeln entweder kurz vor dem Auftreten des Bruches oder erst gleichzeitig mit dem Bruch bei einer weit niedrigern Belastung beobachtet werden. Der Bruch selbst tritt in der Weise auf, wie es in Fig. 71 in einem typischen Bild aus den Frankfurter Versuchen gezeigt wird, durch Pyramidenbildung zwischen je zwei Bügeln und durch Ausknicken der Längseisen zwischen den Bügeln an der Bruchstelle.

Fig. 70a.

Fig. 70b.

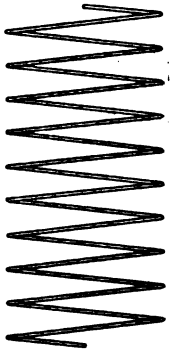


Fig. 70c.

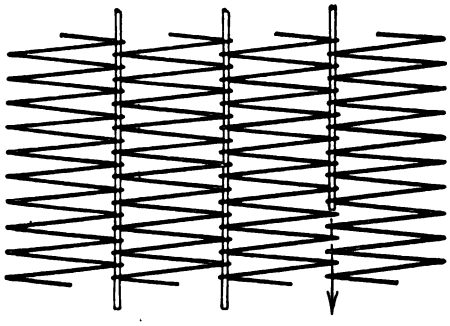


Fig. 70d.

Fig. 70a bis 70d. Umschnürung. (Abramoff-Magid.)

Es ist schon vorher gezeigt worden, daß die Wirkung der Bügel in der Hauptsache auf eine Verringerung der Querdehnung des Betons hinausläuft. Da Umschnürungen nichts anders sind, als ganz eng aneinanderliegende Bügel, so ist zu erwarten, daß der Bruch auch in derselben Weise durch Pyramidenbildungen innerhalb einer Ganghöhe erfolgt. Der holländische Forscher Sanders hat dies im Prinzip im Jahre 1903 nachgewiesen durch Versuche an Betonwürfeln und Betonprismen; letztere auch mit Quereisen versehen, wie sie in Fig. 72a dar-

Digitized by Google

gestellt sind. Es sind hier weder Längseisen noch Bügel in der Form, wie sie gewöhnlich angewendet werden, sondern einfache Eisenstäbe in Form eines Rostes in einzelnen Querschnittsflächen eingelegt, welche den Zweck haben, die großen Querdehnungen des Beton zu verringern. (In der Praxis ist diese Art der Querbewehrung, soviel dem Verfasser bekannt ist, nicht angewendet worden.)

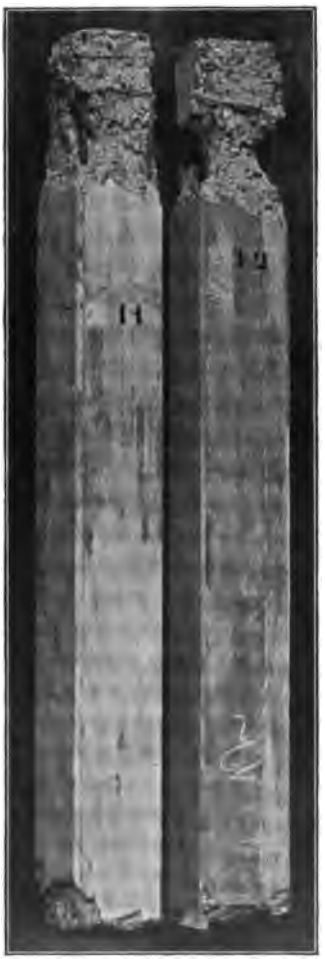


Fig. 71. Säulenversuche in Frankfurt a. M. (Vom Verfasser.)

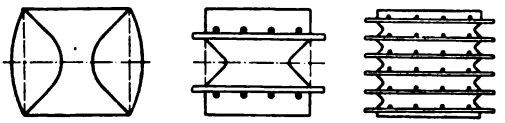


Fig. 72a. Brucherscheinungen bei Betonwürfeln. (Versuche von Dr. Sanders.)

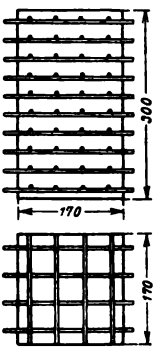


Fig. 72b. Versuche mit bewehrten Betonprismen. (Von Dr. Sanders.)

Die Druckversuche mit diesen Prismen haben die Erscheinung gezeigt, die in Fig. 72a schematisch dargestellt ist, daß beim Bruch die Pyramidenbildung immer zwischen je zwei Quereisenlagen entstanden. Das deutet darauf hin, daß die Zerstörung mit der Überwindung der Druckfestigkeit eines Prismas erfolgt, dessen Höhe gleich dem Abstand von zwei Quereisenlagen ist. Je kleiner diese Höhe im Verhältnis zur Prismendicke ist, desto größer muß aber die Säulenfestigkeit werden, wie auf S. 203 gezeigt wurden.

Ähnlich wird es auch bei Umschnürungen sein. Je kleiner die Ganghöhe ist, desto mehr ist es möglich, die Querdehnungen zu verringern. Je kleiner aber diese werden, desto größere Verkürzungen kann der Beton in seiner Längsachse erleiden, bevor der Bruch eintritt. In der Tat sind bei reinem Beton vor dem Bruch die größten Verkürzungen mit 1,5 mm/lfdm gemessen worden, während bei umschnürtem Beton

Digitized by Google

unter sonst gleichen Verhältnissen die größten Verkürzungen bis über 4 mm/lfdm gemessen wurden.

Im folgenden sollen noch einige Angaben über die aus Versuchen ermittelten Querdehnungen und Längenänderungen gemacht werden, welche uns zeigen sollen, in welcher Weise diese von der Querbewehrung beeinflußt werden.

Aus Heft V der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton sind folgende charakteristische Messungsergebnisse der Formänderungen bei zunehmender Belastung entnommen.

Last P in t	Querdehnung am Ende $\varepsilon_q \cdot 10^{-7}$ für die Längeneinheit	Längenänderung in der Mitte $\varepsilon_l \cdot 10^{-7}$ für die Längeneinheit	$\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_q} = m$	σ_e	σ_e'
17,2	56	681	12,2	143	12
32,8	119	1339	11,2	280	25
48,1	185	1987	10,7	418	39
63,2	257	2620	10,2	550	54
78,2	352	3250	9,2	682	74
88,1	422	3720	8,8	782	89
98,0	508	7201	8,3	885	106
107,7	612	4706	7,7	990	129
117,2	730	5216	7,1	1095	154
126,7	872	5759	6,6	1210	184
136,1	1054	6305	6,0	1322	221
145,5	1400	7073	5,0	1480	294

Hierbei sind mit ε_q die Querdehnungen und mit ε_l die Längenänderungen bezeichnet. Das Verhältnis $\varepsilon_l/\varepsilon_q$ ist m. Aus den Längenänderungen sind die Werte $\sigma_e = \varepsilon_l \cdot E_e$, die Spannung in den Längseiseneinlagen, und $\sigma_e' = \varepsilon_q \cdot E_e$, die Spannung in den Querbügeln errechnet.

Als Eiseneinlagen wurden 4 Rundeisen 16 mm verwendet, und die Betonmischung war 1 : 4. Ohne irgendwelche allgemeine Folgerungen aus diesen Ergebnissen zu ziehen, kann man doch daraus ersehen, daß im allgemeinen die Zahl m, die bei homogenem Material als Poissonsche Konstante bekannt ist, mit zunehmender Belastung abnimmt.

Man ersieht ferner aus dieser Zusammenstellung, daß die in den Eiseneinlagen auftretenden Spannungen bis zu einer sehr hohen Belastung verhältnismäßig gering sind; beträgt doch bei einer Belastung von 117 t (der halben Bruchlast) die Spannung in den Längseisen nur 1095 kg/qcm, die Spannung in den Umschnürungen nur 154 kg/qcm, eine Beobachtung, auf die schon früher verwiesen wurde, und welche bestätigt, daß die Spannungen im Eisen bei niedrigeren Belastungen nicht ausgenutzt werden.

Wertvolle Angaben macht der amerikanische Forscher Withey (dessen Versuche noch weiter unten eingehend besprochen werden sollen),

Digitized by Google

über das Verhältnis der Querdehnungen zu den Längenänderungen. Für eine Ganghöhe von 5 cm und eine Betonmischung 1 : 2 : 3,5 hat Withey bei einer Belastung P gleich $\frac{1}{4}$ der Bruchlast für $m = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_q}$ die Werte von 9—12,5 gefunden. Bei dem Auftreten der ersten Risse an den Seitenflächen der Säulen wurden, bei der sogenannten Rißlast

$$\varepsilon_q = 2010 \cdot 10^{-7} \quad \text{und} \quad \varepsilon_l = 13\,660 \text{ bis } 14\,560 \cdot 10^{-7}$$

pro Längeneinheit gemessen; dem entspricht $m = 6{,}8$ bis $7{,}25$.

Unter sonst gleichen Verhältnissen ergaben die Messungen für eine Ganghöhe von 2,5 cm folgende Werte:

Für eine Belastung gleich $\frac{1}{4}$ der Bruchlast wurde bei einer Betonmischung 1 : 3 : 6 der Wert $m = 12{,}5$ ermittelt.

1 : 1,75 : 3,25	$m = 5{,}26$
1 : 1 : 2	$m = 6{,}67$
1 : 1,29	$m = 7{,}14$

Für die Rißbelastung wurde m kleiner. Für dieselben Betonmischungen wurden gemessen:

$\varepsilon_q \cdot 10^{-7}$	$\varepsilon_l \cdot 10^{-7}$	$m = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_q}$	σ_e'	σ_e
für die Längeneinheit			kg/qcm	
2210	11 050	5,0	464	2320
2106	10 250	4,9	443	2151
2310	12 350	5,35	485	2594
2310	11 850	5,1	485	2489

Diese sehr beachtenswerten, wenn auch nicht erschöpfenden Messungsergebnisse zeigen, daß der Wert m bei höheren Belastungen von der Mischung des Betons nicht abhängig zu sein scheint, und daß m bei kleineren Ganghöhen kleiner wird. Mit anderen Worten, daß der Beton bei einer zentrischen Krafteinwirkung um so geringere Formänderungen erleidet, je geringer die Entfernung der Querbügel ist. Der Grenzfall würde eintreten, wenn diese Entfernung gleich Null wird, oder bei einem die Betonsäule allseits umschließenden Mantel, welcher den Beton an seiner Querdehnung um so erfolgreicher hindert, je größer die Eigenfestigkeit des Mantels ist.

Der Schweizer Geologe Heim hat eine Beobachtung gemacht, welche große Ähnlichkeit mit der Wirkungsweise von umschnürten Betonkörpern hat. Er hat gefunden, daß in größeren Tiefen liegende Gesteinstücke weit über ihre Eigenfestigkeit hinaus belastet werden können, weil sie ringsum von stark gepreßtem Material umschlossen sind. Er folgert daraus, daß das Gestein in diesem Zustand eine Umformung erfahren muß, denn sonst müßte es mit Erreichung der Eigen-

Digitized by Google

festigkeit brechen. Auf diese Erscheinung führt Heim auch die Faltungen der Gesteinsschichten zurück.

Bei umschnürtem Beton kommt eine ähnliche Umformung dadurch zustande, daß durch die Umschnürungen das Verhältnis der Querdehnungen zu den Längenänderungen des Betonkernes geändert wird. Trotzdem ist von manchen Fachleuten die Behauptung aufgestellt worden, daß der Beton innerhalb der Umschnürung, den man als Kernquerschnitt bezeichnet, mit Erreichung der Säulenfestigkeit zerstört und nur durch die Umschnürung zusammengehalten werde. Daß der Beton innerhalb des Kernes vollkommen zusammenhängend und fest bleibt, ähnlich, wie dies bei den unter hohen Pressungen stehenden Gesteinen der Fall ist, hat Mörsch durch Versuche der Firma Wayss & Freytag an der Stuttgarter Versuchsanstalt nachgewiesen. Er hat 90 cm hohe umschnürte Eisenbetonsäulen soweit belastet, bis die Zusammendrückungen 2—2,3 cm betrugen. Nach einem Jahre wurde die Umschnürung losgetrennt und der Kern der Betonsäule neuerdings Druckversuchen unterworfen. Diese zeigten, daß der Kern nicht nur seinen Zusammenhang vollkommen beibehalten, sondern auch, daß die Festigkeit des Kernbetons entsprechend dem höheren Alter gegenüber dem 45 Tage alten Beton zugenommen hat.

Die ersten Versuche, welche die höhere Tragfähigkeit von umschnürten Eisenbetonsäulen gegenüber gewöhnlichen Eisenbetonsäulen nachwiesen, stammen von Considère und von der französischen Regierungskommission. Die Versuche von Considère wurden an Prismen von nur 50 cm Länge und 32 cm Stärke mit Spiralarmierungen von 10 mm Rundeisen bei einer Ganghöhe von 8,7 cm ausgeführt. Ferner waren als Längsarmierung 8 Rundeisen 15 mm angeordnet. Während der reine Beton bei einer Säulenfestigkeit von 158 kg/qcm brach, erhielt man für das umschnürte Prisma eine Festigkeit von 652 kg/qcm bezogen auf den umschnürten Kern. Man darf aber aus diesen und späteren Versuchen, welche von den deutschen Patentinhabern des Considèreschen Patentes, der Firma Wayss & Freytag, ausgeführt wurden, keine zu weitgehenden Schlüsse ziehen, da die Abmessungen der Prismen viel zu gering sind.

Schon die späteren Versuche der französischen Regierungskommission mit 2—4 m langen Prismen, einer Seitenlänge von 18 cm bei einer Längsarmierung von 1—$1^1/_2$% und einer Querbewehrung von 1—$3^1/_2$% zeigten erheblich geringere Druckfestigkeiten.

Diese Versuche wurden mit Beton in einer Mischung von 530 kg Zement bei 400 l Sand und 800 l Kies und einem Wasserzusatz von 8,3% hergestellt. Die Prüfung erfolgte in einem Alter von 5 Monaten. Die Druckfestigkeiten schwankten hier schon innerhalb sehr weiter Grenzen. Während sie bei den nicht bewehrten Betonkörpern 147 bis

Digitized by Google

242 kg/qcm betrugen, waren die Druckfestigkeiten der umschnürten Säulen 332—640 kg/qcm.

Systematische Versuche mit umschnürten Betonsäulen sind von dem amerikanischen Forscher M. O. Withey veröffentlicht worden, die in den Mitteilungen der Universität Wisconsin im Jahre 1910 veröffentlicht sind. Diese außerordentlich wertvollen Versuche haben Aufschlüsse über den Wert und den Einfluß der Quer- und Längsbewehrung auf die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen gegeben und sollen deshalb hier ausführlich besprochen werden.

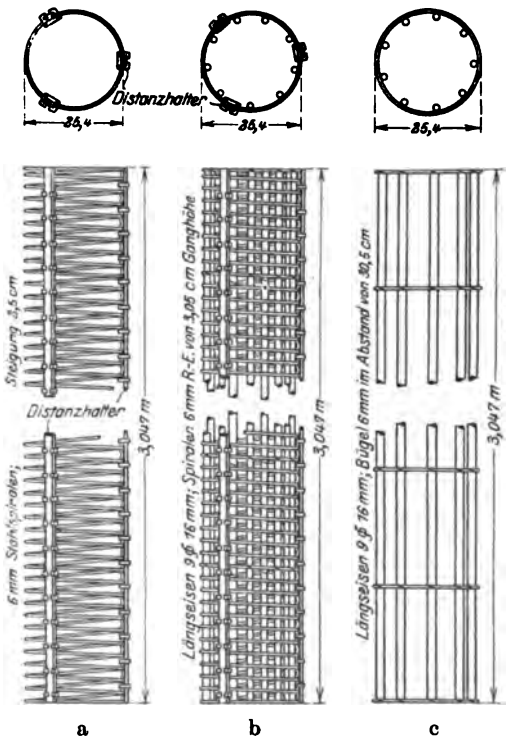


Fig. 73. Versuche mit umschnürten Eisenbetonsäulen. (Von Withey.)

In Fig. 73 sind die Versuchskörper dargestellt. Die Betonschale außerhalb der Umschnürung wurde nur ganz dünn bemessen. Es hat sich bei vorhergehenden Versuchen gezeigt, daß die äußere Schale bei höheren Belastungen abplatzt, daß sie also für die Bruchfestigkeit der Säule keine Bedeutung hat. Um die Wirkung der Eiseneinlagen besser beobachten zu können, wurde die Schale nur sehr dünn gehalten. Als Material wurden verschiedene Zementsorten von annähernd gleicher Güte, ferner scharfer Sand verwendet; der Steinzuschlag war ein weicher Kalkstein. Die in den Zusammenstellungen angegebenen Mischungsverhältnisse sind in Raumteilen des locker gelagerten Materials zu verstehen. Das Material wurde zuerst $^1/_2$—1 Minute in einer Mischmaschine trocken durchgemischt und sodann unter Wasserzusatz noch 2—3 Minuten weiter durchgemischt. Aus Fig. 73 ist auch zu ersehen, daß für einen sehr guten Anschluß der Quereisen an die Längseisen gesorgt war.

Säulen mit ähnlicher Bezeichnung (siehe Zusammenstellung), waren

Digitized by Google

in der Regel am gleichen Tag aus gleichem Material hergestellt. Der Beton wurde sehr naß eingeschüttet und zur Vermeidung von Hohlräumen umgerührt. Der Beton wurde bis zum Ende der Längseisen geschüttet. Nach dem Schwinden des Materials beim Erhärten ragten dann die Eisen etwas vor. Zu jedem Versuchskörper wurde ein Vergleichszylinder aus demselben Material hergestellt von 46 cm Länge und 15 cm Durchmesser, welcher zur Bestimmung der Druckfestigkeit verwendet wurde. Ein bis zwei Tage nach der Herstellung wurde der Kopf ange-

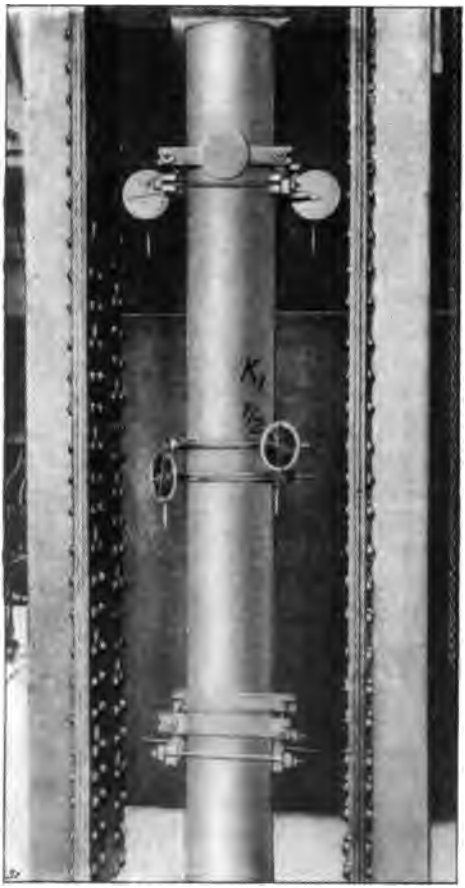


Fig. 74a.
Meßvorrichtungen.

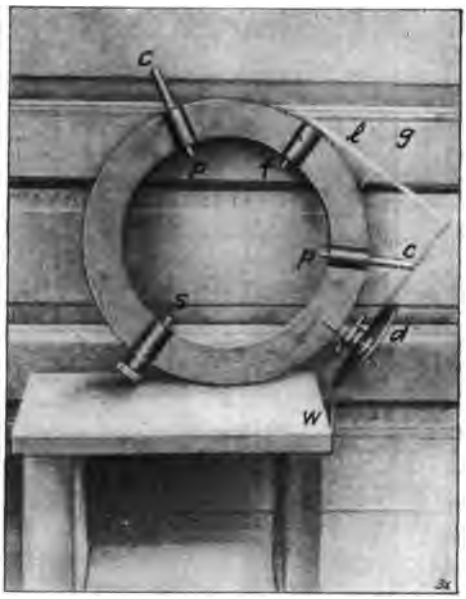


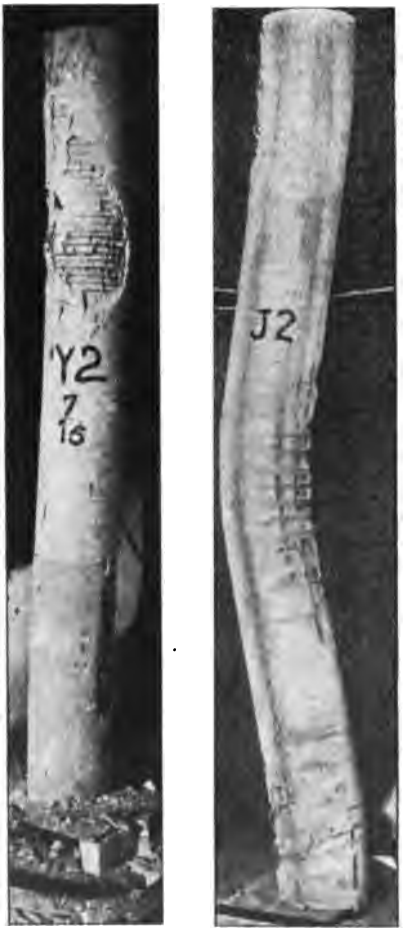
Fig. 74b.
Messung der Querdehnungen.

feuchtet und mit einer dünnen Mörtellage 1 : 1 versehen. Nach 4—6 Tagen wurden die Formen entfernt und der Beton noch wiederholt angefeuchtet.

Die Versuchsmaschine war eine 270-t-Presse. Am Säulenkopf befand sich eine Kugellagerung zur Erzielung eines axialen Druckes. Die Meßstrecke für die Messung der Längenänderungen betrug 1,27—1,63 m. Die Apparate zeigten eine Änderung von 0,00025 cm an; die Anordnung

Digitized by Google

ist auf Abbildung 74a zu sehen. Die Querdehnungen wurden in Säulenmitte gemessen; der Apparat ist aus Fig. 74b ersichtlich. Der Apparat bestand im wesentlichen in einem Stahlring, der die Säule umschloß und mit Hilfe der Stifte p und der Schraube s festgehalten wurde. Die Stifte p ruhen auf Stahlfedern c, die mit Hilfe von Schrauben gegen die Stifte gepreßt werden. Die Federn übernehmen die Querdehnung der Säule ohne eine Verschiebung in vertikalem Sinne. Die Abmessungen des Ringes sind so stark, daß seine Formänderungen vernachlässigt werden können.



a b

Fig. 75. Zerstörungserscheinungen. a Vor dem Bruch (Abspalten der Betonschale). b Beim Bruch.

Gemessen wurde mit Hilfe dieses Apparates die Längenänderung zwischen der Schraube s und dem Drehpunkt f, welcher durch den Hebelarm l auf den Zeiger d übertragen wurde.

Die Belastung wurde in Stufen von 0,9—2,3 t aufgebracht.

Bei den Versuchen wurde an 66 Säulen folgendes bestimmt:

Der Einfluß des Prozentsatzes der Umschnürung.

Der Einfluß des Prozentsatzes der Längseisen.

Der Einfluß der Betonmischung.

Verschiedene andere Einflüsse, wie der von wiederholten Belastungen, konstanter Last, exzentrischer Last, Einfluß von Formeisen und der Ausbildung des Kopfes wurden untersucht, doch soll hier nur auf die drei genannten Hauptpunkte eingegangen werden.

Die nicht bewehrten Säulen brachen plötzlich. Das gleiche trat ein, wenn nur eine Längsarmierung vorhanden war mit Bügeln in großer Entfernung (siehe Fig. 73c).

Je besser die Anordnung der Quer- und Längsbewehrung ist, desto deutlicher erkennt man ein Stadium vor dem Bruch, bei welchem Risse

Digitized by Google

in der Schale auftreten. Der Abstand der Rißbelastung von der Bruchlast ist um so größer, je besser die Bedingungen für eine gute Querbewehrung erfüllt werden, am größten bei einer guten Umschnürung.

Dieses Stadium bei Druckversuchen mit Eisenbetonsäulen hat große Ähnlichkeit mit der Quetschgrenze bei Druckversuchen mit einem homogenen Material. Amerikanische Forscher bezeichnen dieses Stadium auch als Fließ- oder Quetschgrenze.

Wenn die Rißbelastung der Säule erreicht ist, so zeigt sich das bei umschnürten Säulen im Abplatzen der Betonschale (siehe Fig. 75a). In der Regel erfolgte bei diesen Versuchen der Bruch nicht am Kopf.

Gleichzeitig wurde bei den Versuchen der Wert $n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ bestimmt, um ein Bild von dem Zusammenarbeiten von Beton und Eisen zu bekommen.

Wie groß die Elastizität der Säulen durch die Umschnürung wird, zeigt sich in Fig. 75b. Man hat hier gar nicht den Eindruck, daß die Säule aus Eisenbeton ist.

Nur in wenigen Fällen war das Ausknicken der Längseisen die Bruchursache. Die Spannungen in den Längseisen und der Spirale wurden aus den Längenänderungen, wie vorher gezeigt wurde, berechnet, wobei $E_e = 2100000$ kg/qcm angenommen wurde.

Bei der Rißlast der Säule war die Säulenfestigkeit im Mittel gleich 1,02 der Druckfestigkeit der Vergleichszylinder. Hierbei wurde die Spannung im Beton σ_{bd} so gerechnet, daß nur der Kern berücksichtigt wurde.

Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind in folgenden Zusammenstellungen enthalten:

Zusammenstellung a.

Nicht bewehrte Säulen. — Alter etwa 2 Monate:

Säule Nr.	Länge in m	Quereisen in %	Mischung	Querschnittsform u. Fläche F_b in cm²	Bruchlast P in t	$\frac{P}{F_b}$ kg/cm²	Druckfestigkeit der Zylinder (46 cm lang) kg/cm²
A_1	3,05		1 : 2 : 4	quadr. 929	133,3	143	171
A_2	3,05		1 : 2 : 4	„ 923	137,4	148	169
A_3	3,05		1 : 2 : 4	„ 916	132,4	145	157
A_4	3,05		1 : 2 : 4	„ 910	133,3	146	166
W_1	2,55		1 : 2 : 4	kreisrd. 559	104,8	187	183
W_2	2,55		1 : 2 : 4	„ 559	104,8	187	169
W	2,55		1 : 2 : 4	„ 559	97,29	174	158

Digitized by Google

Zusammenstellung b.

Säulen ohne Längseisen nur mit Quereisen:

Säule Nr.	Länge in m	Quereisen in %	Mischung	Querschnittsform u. Fläche F_k in cm²	Bruchlast P in t	$\frac{P}{F_k}$ kg/cm²	Druckfestigkeit der Zylinder (46 cm lang) kg/cm²
C_1	3,05	2,0	1 : 2 : 4	achteckig 507	166,0	328	160
C_2	3,05	2,0	1 : 2 : 4	„ 507	156,5	309	154
C_3	3,05	2,0	1 : 2 : 4	„ 507	128,3	253	153
C	3,05	2,0	1 : 2 : 4	„ 507	121,6	240	151

6 mm Spirale mit 2,5 cm Ganghöhe

Säule Nr.	Länge in m	Quereisen Form und Prozentsatz	Mischung	Querschnittsform des Betonkerns Fläche F_k in cm²	Bruchlast P in t	$\frac{P}{F_k}$ cm²	Druckfestigkeit der Zylinder	Poissonsche Konstante	$n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ bei 1/4 der maximalen Beanspruchung	$n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ an der Rißlast
H_1	2,55	6 mm Umschnürung	1 : 2 : 3,5	kreisrd. 507	83	163	143	7,15	12,0	24,0
H_2	2,55	m · 5 cm Steig. (0,5%)			76,2	150	103	8,76	14,0	30,0
L_1	2,55	wie H m 2,5 cm Steig. (1,0 %)	1 : 2 : 3,5	„ 507	95,7	188	125	6,45	14,0	19,0
L_2	2,55				92,5	183	124	7,30	15,0	20,0
S_1	2,55	wie L	1 : 1 : 2	„ 506	212,3	418	286	6,64	7,7	10,0
S_2	2,55	wie L			205,5	405	287	8,55	6,9	8,8
V_1	2,55	wie L	1 : 1,29	„ 506	205,5	405	339	6,42	8,8	10,0
V_2	2,55	wie L			175,5	345	346	8,85	8,8	11,0

In der Zusammenstellung b ist für die Querschnittsfläche des Betons nur der Betonkern F_k in Rechnung gesetzt, weil die Schale mit dem Auftreten der Risse nicht mehr wirkt. Während bei den Betonsäulen ohne Querarmierung bei 3 m Länge eine Abnahme, bei 2,5 m Länge keine wesentliche Änderung der Säulenfestigkeit gegenüber der Festigkeit der Druckzylinder festzustellen ist, ist bei den Säulen mit Umschnürung ohne Längseisen eine Zunahme der Festigkeit $\frac{P}{F_k}$ zu bemerken. Besonders groß ist diese Zunahme für fette Mischungen und enge Umschnürung (V_1 und V_2). Die Bestimmung von n zeigt, daß n für magere Mischungen größer ist, und bei zunehmender Spannung wächst. Bei den ganz fetten Mischungen scheint das nicht der Fall zu sein.

Aus den Witheyschen Versuchen lassen sich folgende allgemeine Schlüsse ziehen:

Die Überlegenheit fetter Mischungen ist sehr auffallend, wie sich dies bei den Säulen mit Querbewehrung $V_1 V_2$ [Zusammenstellung b] und bei U_1 und U_2 [Zusammenstellung c auf S. 228] mit Längs- und Querbewehrung zeigt.

Digitized by Google

Die Rißbelastung von Eisenbetonsäulen ist praktisch unabhängig von dem Prozentsatz der Längsbewehrung. Wohl aber ist der Eisenprozentgehalt nicht nur für die Bruchfestigkeit, sondern auch für die Querdehnungen und Verkürzungen von ausschlaggebender Bedeutung.

Bei Anwendung von Umschnürungen ohne Längseisen tritt schon eine Erhöhung der Bruchfestigkeit ein, wie dies Zusammenstellung b) zeigt. Hierzu ist aber zu bemerken, daß man in der Praxis bei Säulen kaum in die Lage kommen wird, Umschnürungen allein anzuwenden, wie dies bei Druckquerschnitten von Unterzügen möglich ist. Man wird die Längseisen schon als Abstandhalter nicht entbehren können.

Ferner zeigt Zusammenstellung c, daß eine Längsbewehrung die Bruchlast und Steifigkeit einer umschnürten Säule erhöht.

Bei den Versuchen mit den Säulen $Q_1 Q_2$ ergab sich bei einer 10,12 proz. Längsbewehrung und nur 1,96 proz. Querbewehrung die größte Bruchfestigkeit. Vergleicht man dieses Ergebnis mit demjenigen bei Anwendung fetter Mischungen, so folgt daraus, daß unter Umständen aus wirtschaftlichen Rücksichten eine fette Betonmischung einer sehr starken Bewehrung vorzuziehen ist. Die Versuche zeigen auch, daß eine fette Betonmischung mit einer geringeren Längs- und Querbewehrung sich ebenso gut verhält, als eine magere Mischung mit einer starken Bewehrung. Letzteres wird aber gewöhnlich größere Kosten verursachen. Die Grenzen hier zu ziehen, wäre gefehlt, darüber muß in jedem gegebenen Falle entschieden werden.

Die Versuche haben ferner gezeigt, daß unter wiederholter Belastung sich bald ein stationärer Zustand ergibt, wenn die Last kleiner als 40—50% der Rißlast ist.

In Deutschland sind eine Reihe von Versuchen ausgeführt worden, welche sich mit der Frage des umschnürten Betons befassen. Zu diesen gehören die in Gr.-Lichterfelde ausgeführten Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, welche von Rudeloff in Heft V veröffentlicht sind und welche zeigen, daß mit eng aneinander liegenden Ringen die Wirkung einer Umschnürung erzielt werden kann.

Ferner sind die Versuche an der Stuttgarter Versuchsanstalt zu erwähnen, welche von Mörsch (veröffentlicht in Mörsch „Eisenbetonbau") für die Firma Wayß & Freytag bearbeitet sind. Es gelangten aber nur 1 m hohe umschnürte Prismen zur Prüfung mit der Umschnürung nach dem Considèreschen Patent, wobei nicht nur kreisförmige, sondern auch viereckige Umwicklungen verwendet wurden.

Als wichtigstes Ergebnis dieser Versuche ist zu bezeichnen, daß das Auftreten der Schalenrisse bei einer Zusammendrückung des Be-

Digitized by Google

Zusammenstellung c.

Säulen mit Längs- und Querbewehrung.

Säule	Eiseneinlagen	Eisenprozente längs	Eisenprozente quer	Betonmischung	Querschnittsform u. Fläche F_b in cm²	Bruchlast P in t	$\frac{P}{F_b}$	Druckfestigkeit der Betonzylinder	$m = \frac{\sigma_l}{\sigma_q}$ bei 1/4 der Höchstlast	$n = \frac{E_s}{E_{bd}}$ bei 1/4 der maximalen Last	$n = \frac{E_s}{E_{bd}}$ bei der Rißlast
D_1	9 ∅ 16 mm	3,5	2,0	1 : 2 : 4	achteckig 507	159,2	315	151			
D_2	6 mm Umschnürung	3,5	2,0	1 : 2 : 4	„ 507	149,7	295	149			
D_3	mit	3,5	2,0	1 : 2 : 4	„ 507	177,4	350	167			
D_4	2,5 cm Ganghöhe	3,5	0,2	1 : 2 : 4	„ 507	191,0	377	165			
H_1	Umschnürung 5 cm	0	0,5	1 : 2 : 3,5	kreisrund 507	83	163	143	7,15	12,0	24,0
H_2	Steigung	0	0,5			76,2	150	103	8,76	14,0	30,0
G_1	8 ∅ 13 mm	2,0	0,5	1 : 2 : 3,5	„ 507	118,4	232	148	—	11,0	21,0
G_2	Umschnürung wie x	2,0	0,5	1 : 2 : 3,5	„ 507	117,0	230	100	9,10	11,0	21,0
J_1	8 ∅ 17 mm	3,78	0,5	1 : 2 : 3,5	„ 507	151,1	298	157	7,15	11,0	18,0
J_2	Umschnürung wie x					145,6	287	149	12,50	15,0	26,0
J_1	8 ∅ 21 mm	6,11	0,5	1 : 2 : 3,5	„ 507	185,1	365	148	11,11	11,0	22,0
J_2	Umschnürung wie x					180,3	355	140	11,76	12,0	22,0
L_1	Umschnürung wie x	0	1,0	1 : 2 : 3,5	„ 507	95,7	188	125	6,45	14,0	19,0
L_2	2,5 cm Steigung					92,5	183	124	7,30	15,0	20,0
K_1	8 ∅ 13 mm	2,0	1,0	1 : 2 : 3,5	„ 507	144,2	284	148	9,1	13,0	20,0
K_2	Umschnürungwie L					134,0	264	133	7,4	14,0	23,0
N_1	8 ∅ 17 mm	3,78	1,0	1 : 2 : 3,5	„ 507	144,2	284	132	10,0	10,0	18
N_2	Umschnürung wie L					154,4	305	121	6,25	12,0	22
M_1	8 ∅ 21 mm	6,11	1,0	1 : 2 : 3,5	„ 507	170,5	337	117	12,05	23,0	23
M_2	Umschnürung wie L					163,3	322	120	8,47	14,0	25
P_1	8 ∅ 25 mm	8,0	1,0	1 : 2 : 4	„ 507	241,0	475	164	8,13	9,9	15
P_2	Umschnürung wie L					252,1	496	165	8,40	9,2	14

Digitized by Google

O_1	8 ∅ 21 mm Umschnürung wie 2,5 cm Steig.	6,11	1,96	1 : 2 : 4	„	507	232,0	458	160	7,75	10,0	17
O_2							236,8	467	189	7,57	9,8	15
R_1	8 ∅ 25 mm Umschnürung wie O	8,0	1,96	1 : 2 : 4	„	507	258,6	509	162	8,54	9,8	17
R_2							238,1	469	173	7,25	9,8	15
Q_1	8 ∅ 28 mm Umschnürung wie O	10,1	1,96	1 : 2 : 4	„	507	220,5	434	160	11,36	12,0	19
Q_2							284,4	560	163	0,99	9,8	15
Z_1	8 ∅ 22 mm Umschnürung wie L	0	1,0	1 : 3 : 6	„	534	216,0	426	142	12,50	13,7	28
Z_2							187,0	369	107	11,11	12,0	38
S_1	8 ∅ 22 mm Umschnürung wie L	0	1,0	1 : 1 : 2	„	506	212,3	418	286	6,64	7,7	10,0
S_2							205,5	405	287	8,55	6,9	8,8
T_1	Umschnürung wie L	6,11	1,0	1 : 1 : 2	„	506	266,7	525	332	6,67	8,0	9,9
T_2							253,1	499	287	7,46	8,9	10,0
V_1	Umschnürung wie L	0	1,0	1 : 1,29	„	506	205,5	405	339	6,42	8,8	10,0
V_2							175,5	345	346	8,85	8,8	11,0
U_1	Umschnürung wie T	6,11	1,0	1 : 1,33	„	506	287,1	565	345	6,99	7,7	8,8
U_2							293,9	580	295	9,44	8,9	9,6
	Säulen mit Knoteneisen:											
aE_1	8 ∅ 19 mm Umschnürung wie L	5,45	1,0	1 : 2 : 4	kreisrund	534	246	461	233			16,5
aE_2	6 ∅ 19 mm Umschnürung wie L	4,62	1,03	1 : 1,5 : 3	„	471	212	452	186			20,3
aE_3							211	447	182			30,5
aF_1	8 ∅ 22 mm Umschnürung wie L	6,59	1,03	1 : 1,5 : 3	„	471	246	523	241			16,7
aF_2							188	399	198			35,2
	Zusammenstellung d: **Säulen mit gewöhnlichen Bügeln.**											
ε_1	9 ∅ 16 mm 6 mm Bügel in 30 cm Abstand	2,35	0,11	1 : 2 : 4	achteckig	761	123,8	162	171			
ε_2							123,8	162	171			
ε_3							144,2	190	143			

Digitized by Google

tons festgestellt wurde, die bei einem nichtbewehrten Betonprisma zum Bruche führen würde.

Endlich sind noch die Versuche an der Dresdener Versuchsanstalt zu erwähnen, die von Kleinlogel im Auftrag der Firma Odorico bearbeitet wurden. Kleinlogel stellt aus diesen Versuchen fest, daß die Rißbelastung bei umschnürten Säulen (als Umschnürung wurden bei diesen Versuchen Ringe nach Fig. 65b angewendet) um 32% höher ist als die Säulenfestigkeit eines nicht bewehrten Betonprismas. Bei den französischen Versuchen und denjenigen von Mörsch beträgt diese Erhöhung 30—38%.

Da die letztgenannten Versuche auch nur an 1 m hohen Säulen ausgeführt wurden, da sie ferner nur den einen Fall vorsehen, bei welchem eine bestimmte Längs- und Querbewehrung zur Anwendung kommt, so lassen sie nicht die weitgehenden Schlüsse zu, wie die vorher besprochenen Versuche Witheys.

Zusammenfassend kann man aus allen angeführten Versuchen für die Wirkung von umschnürten Säulen folgendes feststellen:

Durch die Anwendung von Umschnürungen und Längseisen ist man in der Lage, die Bruchfestigkeit von Eisenbetonsäulen beträchtlich zu erhöhen. Bei Druckversuchen mit umschnürten Säulen konnte festgestellt werden, daß an den Außenflächen der Säule Risse entstehen, sogenannte Schalenrisse, zum Unterschied von Kantenrissen, welche bei gewöhnlichen Eisenbetonsäulen an den Kanten beim Ausknicken der Längseisen sichtbar werden. Während letztere nahezu mit der Bruchlast zusammenfallen, entstehen die Schalenrisse bei umschnürten Säulen lange vor dem Eintreten des Bruches. Bis zu dieser Rißlast sind die in den Längs- und Querbewehrungen auftretenden Spannungen verhältnismäßig gering, die Wirkung der Umschnürung also ganz unbedeutend. Nach dem Auftreten der ersten Risse beginnt erst die eigentliche Wirkung der Umschnürungen, welche darin besteht, daß sie den Beton an seiner Querdehnung hindern. Je erfolgreicher dies geschieht, desto größer wird die Bruchfestigkeit des umschnürten Betons sein. Bei mageren Betonmischungen sind größere Formänderungen, mithin beginnt die Wirkung der Umschnürung schon bei einer kleineren Belastung als bei fetten Mischungen. Ein Ausgleich kann hier durch entsprechende Umschnürungen geschaffen werden. Mit anderen Worten: Bei einer mageren Mischung wird eine stärkere Umschnürung notwendig sein, um dieselbe Wirkung zu erzielen wie bei einer fetten Mischung mit einer schwächeren Umschnürung.

Die günstigsten Verhältnisse für die Quer- und Längsbewehrungen bei umschnürten Eisenbetonsäulen gibt Mörsch auf Grund von Versuchen wie folgt an. Die Summe der Umschnürung und der Längs-

Digitized by Google

eisen soll nicht unter 1,5% und nicht über 8% des Kernquerschnittes betragen. Der Querschnitt der Längseisen F_e soll zu dem Querschnitt der Umschnürungseisen F_e' wie 1 : 1 bis 1 : 3 sein. (F_e' ist der Querschnitt einer als Längseisen umgerechneten Umschnürung anzusehen, wenn man annimmt, daß beide das gleiche Volumen per Längeneinheit haben.) Für das Verhältnis s der Ganghöhe zum Kerndurchmesser D_1 (siehe Fig. 69) soll bei einer Umschnürungseisenmenge bis 2% 1 : 7 bis 1 : 8, bei höherem Umschnürungsgehalt 1 : 8 bis 1 : 10 am günstigsten sein.

Abramoff hält auf Grund seiner Versuche eine Umschnürung für günstig, wenn sie so bemessen wird, daß die Rißlast 0,75 bis 0,85 der Bruchlast beträgt.

Kleinlogel gibt in einer Veröffentlichung (Armierter Beton 1912) auf Grund seiner und anderer Versuche als günstigste Bewehrungen an: wenn der Querschnitt der Längseisen $F_e = 1{,}5\%$ von F_k, dem Querschnitt des umschnürten Kernes ist; für die Querbewehrung $F_e' = 3{,}5\%$ von F_k und für das Verhältnis der Ganghöhe s zum Kerndurchmesser D_1 kann 1 : 9 angenommen werden.

Withey schlägt vor, um eine recht günstige Ausnutzung von umschnürten Eisenbetonsäulen zu erzielen, bei einer fetten Betonmischung für die Längsbewehrung 2—3% und für die Querbewehrung 1% des Betonkernquerschnitts anzunehmen.

Welche Annahmen am zweckmäßigsten zu machen sein werden, wird nicht zuletzt von wirtschaftlichen Gesichtspunkten aus zu betrachten sein. Sie sind, wie dies Withey mit Recht sagt, davon abhängig, welche Art Betonmischung verwendet wird.

Im allgemeinen dürfte es zweckmäßiger sein, Umschnürungen mit kleinerem Eisenquerschnitt und geringeren Ganghöhen anzuwenden als starke Umschnürungen mit größeren Ganghöhen, denn Versuche haben gezeigt, daß die Verringerung der Querdehnungen des Betons von der Ganghöhe abhängig ist. Die Längseiseneinlagen müssen aber immer mindestens so stark sein, daß sie nicht bei zunehmender Belastung innerhalb der Umschnürung ausknicken.

Die Berechnung der Tragfähigkeit von umschnürten Betonsäulen kann nur auf das Bruchstadium aufgebaut werden. Eine Berechnung der zulässigen Spannungen im Beton und in den Eiseneinlagen ist noch weniger möglich, als bei Eisenbetonsäulen ohne Umschnürungen.

Koenen hat im Jahre 1907 im Zentralblatt der Bauverwaltung versucht, auf rein theoretischem Wege die in umschnürten Eisenbetonsäulen auftretenden Spannungen zu ermitteln. Später hat Saliger dasselbe zu erreichen versucht, indem er seine Berechnung auf das Bruchstadium aufbaute. Beide Theorien können aber nicht befriedigen, wenn man bedenkt, daß für die Verhältnisse der Querdehnungen zu

Digitized by Google

den Längenänderungen ebenso für die Elastizitätsverhältnisse des Betons Annahmen gemacht werden müssen, die nicht nur mit jeder Betonmischung, sondern auch mit jedem Eisengehalt veränderlich werden.

Man ist heute nach wie vor darauf angewiesen, die Tragfähigkeit von umschnürten Eisenbetonsäulen auf Grund von empirischen Formeln zu berechnen, deren Gültigkeit mit Hilfe von Versuchen mehr oder minder einwandfrei nachgewiesen wurde.

Der erste Vorschlag für eine Berechnung stammt von Considère, welcher für die Bruchlast P folgende Gleichung angab:

$$P = 1{,}5\ K_b F_k + \sigma_s\ (F_e + 2{,}4\ F_e'). \quad \ldots \ldots \quad 4)$$

Hier bezeichnet K_b die Säulenfestigkeit des nicht bewehrten Betons, F_k den Kernquerschnitt, F_e den Querschnitt der Längseisen und F_e' den Querschnitt derjenigen gedachten Längseisen, deren Gewicht gleich ist dem Gewicht der Umschnürung auf die gleiche Höhe der Säule bezogen; σ_s ist die Fließ- oder Quetschgrenze des Eisens. Die Gleichung läßt sich auch in anderer Form schreiben:

$$P = 1{,}5\ K_b F_k + \sigma_s F_e + 2{,}4\ \sigma_s F_e'. \quad \ldots \ldots \quad 4a)$$

In dieser Form zeigt die Gleichung, daß die Bruchlast sich aus 3 Summanden zusammensetzt. $1{,}5 \cdot K_b F_k$ stellt den Anteil des Betons dar. Considère nahm das 1,5fache der Bruchfestigkeit des Betons an, da er aus seinen Versuchen fand, daß der Betonkern nach Entfernung der Umschnürung eine 50proz. höhere Druckfestigkeit aufweist.

Diese Annahme ist nicht berechtigt, sie ist auch später von anderen Forschern widerlegt worden, und es dürfte sich empfehlen, bei Anwendung der Gleichung 4) für den ersten Summanden nur $K_b F_k$ zu setzen, wie es von Abramoff und Kleinlogel vorgeschlagen wurde. Wenn auch gezeigt wurde, daß die Eigenfestigkeit durch die Umschnürung erhöht wird, so dürfte es zweckmäßiger sein, diese bei der Gleichung 4) nicht zu berücksichtigen; dadurch wird auch die Sicherheit erhöht.

Der zweite Summand stellt den Anteil der Längseisen dar, wobei σ_s nicht über 2400 kg/cm² (der Stauchgrenze des Eisens) angenommen werden soll.

Der dritte Summand stellt den Anteil der Umschnürung dar. Man sieht, daß Considère $\sigma_s \cdot F_e'$ (σ_s Streckgrenze des Eisens) noch mit einem Faktor 2,4 multipliziert, da er die Wirkung der Umschnürung 2,4mal so groß als die der Längseisen annahm. Auch diese Annahme dürfte nur in einzelnen Fällen gelten. Es ist schon vorher gezeigt worden, daß die Wirkung der Umschnürung im Vergleich zu den Längseisen nicht nur von der Betonmischung, sondern auch von der Ganghöhe und dem Prozentgehalt der Umschnürung abhängig ist. Andere Forscher haben für diesen Faktor je nach den genannten Be-

Digitized by Google

dingungen kleinere oder größere Werte erhalten. So hat Abramoff auf Grund von Versuchen mit seiner Umschnürung einen höheren Wirkungsgrad herausgefunden und gibt für den Koeffizienten des dritten Summanden in Gleichung 4a) 6,3 und 15 an, je nachdem gegossener und gestampfter Beton verwendet wird. Für Spiraleisen nach Considère schlägt er 4,68 vor. Hierzu ist zu bemerken, daß man bei umschnürten Säulen kaum in der Lage sein wird, gestampften Beton zu verwenden, da eine einheitliche Wirkung nur bei plastischem Beton zu erwarten ist.

Eine andere Art für die Berechnung der Tragfähigkeit umschnürter Säulen besteht darin, einen ideellen Betonquerschnitt F_i zu rechnen in folgender Form:

$$F_i = F_k + n \cdot F_e + 2 \cdot n \cdot F_e'$$

Hierbei ist F_k der Kernquerschnitt des Betons, F_e der Querschnitt der Längseisen und F_e' der in eine Längsbewehrung umgewandelte Umschnürungsquerschnitt. Hierbei wird angenommen, daß die Wirkung der Umschnürung zweimal so groß ist, wie die der Längseisen. Danach berechnet man die Tragfähigkeit

$$P = F_i \cdot \sigma_{bd} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 5)$$

Setzt man

$$\frac{F_e}{F_k} = \varphi \quad \text{und} \quad \frac{F_e'}{F_k} = \varphi',$$

so kann man auch schreiben

$$F_i = F_k \cdot [1 + n(\varphi + 2\varphi')] .$$

Ist die Belastung P und die zulässige Druckspannung des Betons σ_{bd} gegeben, so kann man

$$F_i = \frac{P}{\sigma_{bd}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 5a)$$

ermitteln und aus F_i läßt sich

$$F_k = \frac{F_i}{1 + n(\varphi + 2\varphi')}$$

bestimmen. Auf diese Weise kann man den Kernquerschnitt berechnen.

Es ist besonders hervorzuheben, daß bei allen Berechnungen der Tragfähigkeit von umschnürten Säulen, die ja direkt oder indirekt aus dem Bruchstadium abgeleitet werden, F_k der Kernquerschnitt und nicht F_b der volle Betonquerschnitt einzusetzen ist. Ist der Kernquerschnitt gegeben, so ist man dann in der Lage, je nach der Verwendung die Stärke des Betonmantels zu bestimmen.

Digitized by Google

Diese einfachste Form der Berechnung dürfte nach dem heutigen Stande der Versuchsforschung die zweckmäßigste sein. Da man mit Gleichung 5) die zulässige Spannung im Beton annehmen kann, so bleibt nur noch die Ermittlung von F_i; $n = 10$ ist, wie bereits gezeigt worden, ein guter Durchschnittswert. Für das Bruchstadium darf, wie die Versuche von Withey gezeigt haben, n nicht unter 20 angenommen werden.

Der amerikanische Forscher Withey macht auf Grund seiner Versuche den Vorschlag, die zulässige Belastung von umschnürten Eisenbetonsäulen mit 30—40% der Rißbelastung zu wählen. Der Vorschlag geht darauf hinaus, die zulässigen Spannungen im Beton zu erhöhen, ohne den rechnungsmäßigen Nachweis für den Einfluß der Umschnürung zu führen.

Vor einiger Zeit hat Mörsch für die Berechnung von Eisenbetonsäulen mit Bügeln und mit Umschnürungen eine Formel vorgeschlagen, welche einer früher entstandenen Formel der französischen Regierungskommission nachgebildet ist.

Mörsch schlägt für die Berechnung der Bruchlast vor nach der Gleichung:

$$P = F_e \sigma_s + F_k \cdot K_b \cdot \left(1 + a \cdot \frac{F_e'}{F_k}\right)$$

oder auch

$$P = F_e \sigma_s + F_k K_b + a F_e' K_b \quad \ldots\ldots\ldots \quad 6)$$

Die Bezeichnungen sind dieselben wie vorher; es bleibt noch der Koeffizient a, den Mörsch auf Grund von Versuchen für verschiedene Arten von Spiralarmierungen ermittelt hat. Bei Anwendung von Bügeln wird $a = 0$; dann ist

$$P = \sigma_s \cdot F_e + K_b \cdot F_b .$$

Hierbei ist an Stelle des Kernquerschnitts F_k der volle Betonquerschnitt F_b zu setzen.

Für runde Spiralen ist der Faktor $a = 53$ bis 57 und für viereckige Spiralen $a = 19$ bis 62. Schon die weiten Grenzen, innerhalb welcher der Koeffizient a für eine beschränkte Zahl aus den Mörschschen Versuchen ermittelt wurde, zeigen, daß eine allgemeine Gültigkeit der Gleichung 6) nicht zu erwarten ist.

Berechnet man für die in Zusammenstellung c auf S. 228 genannten Säulen der Witheyschen Versuche, die Bruchlasten nach der von Mörsch vorgeschlagenen Formel, so zeigt sich, daß die Rechnungswerte besonders für einen hohen Prozentsatz der Umschnürung zu groß werden.

Überblickt man die verschiedenen Vorschläge, die für die Berechnung von umschnürten Betonsäulen gemacht wurden, so wird man fin-

Digitized by Google

den, daß hier noch für die Forschungstätigkeit ein weites Gebiet offen bleibt. Wir haben gesehen, daß die Berechnung der Spannungen im Beton und Eisen innerhalb niedriger Belastungen bis zu gewissen Grenzen möglich ist. Die Rolle, welche den Längseisen und den Quereisen, sei es in Form von Bügeln oder Umschnürungen zugewiesen ist, wäre auch noch einwandfrei mit Hilfe von Versuchen zu ermitteln, und zwar durch direkte Messungen der in den Eisen auftretenden Spannungen. Bisher wurde angenommen, daß die Eiseneinlagen unterhalb der zulässigen Belastung die Formänderungen des Betons mitmachen und infolgedessen von untergeordneter Bedeutung sind.

Ein klares Bild von der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen kann man nur durch Beobachtungen des Bruchstadiums bekommen, aber auch hier fehlen noch Versuche, welche uns über die Größe der Zahl n und über das Zusammenwirken der Bewehrung mit dem Beton vor dem Auftreten des Bruches einwandfrei Aufschluß geben könnten. Die Annahme $n = 15$ für das Bruchstadium ist, wie gezeigt wurde, keinesfalls richtig; n wird im Mittel selten kleiner wie 20 sein. Schließlich wären noch ergänzende Versuche über die Rolle der Umschnürungen und der Längseisen im Bruchstadium nach dem Auftreten der Schalenrisse erforderlich.

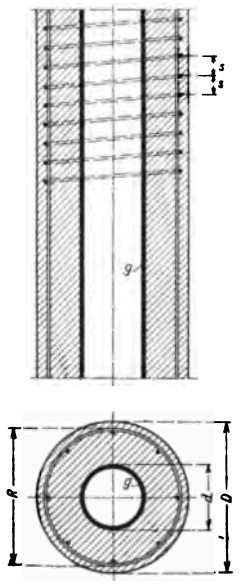


Fig. 76. Umschnürte Gußeisensäule.

Erst wenn diese letztgenannten Versuche durchgeführt werden, wird es vielleicht möglich sein, eine zuverlässigere Theorie für die Berechnung von axial beanspruchten umschnürten Eisenbetonsäulen aufzustellen. Bis dahin dürfte die Berechnung der Tragfähigkeit nach der Gleichung 5) und 5a) am einfachsten und am zweckdienlichsten sein, um so mehr, als sie genügende Sicherheit bietet, wie durch Versuche verschiedener Forscher nachgewiesen wurde.

3. Umschnürtes Gußeisen. Umschnürter Kernbeton.

In jüngster Zeit verwendet man im Eisenbetonbau auch die sogenannten umschnürten gußeisernen Säulen nach dem Vorschlage von Emperger. Eine Gußeisensäule wird, wie dies in Fig. 76 ersichtlich ist, von einer hohlen umschnürten Betonsäule umhüllt. Der Betonquerschnitt kann, wie dies in der Abbildung ersichtlich ist, entweder nur an der Außenseite oder auch an der Innenseite eine Umschnürung erhalten. Der Vorteil, der durch die Umschnürung des Gußeisens er-

Digitized by Google

reicht wird, besteht darin, daß die Gußeisensäule durch die Betonschale feuersicher gemacht wird und gleichzeitig die Tragfähigkeit erhöht werden kann. Ein anderer Vorteil ist auch, daß man in der Lage ist, hohle Säulen herzustellen, ohne dadurch die Wirkung der Umschnürung zu gefährden.

Die Versuche Empergers mit umschnürten Gußeisensäulen und reinen Gußeisenstützen zeigen eine bedeutende Erhöhung der Tragfähigkeit der ersteren. Während die Gußeisensäulen von 40 qcm Querschnitt eine Bruchlast von 137 t aufweisen, steigt die Bruchlast bei einem Betonmantel mit einer Umschnürung von 10 mm Rundeisen und einer Ganghöhe von 4 cm bei gleichzeitiger Bewehrung durch 8 Längseisen von 8 mm Durchmesser auf 315 t. Bei Anwendung einer 7 mm starken Umschnürung mit 2 cm Ganghöhe erhöht sich die Bruchlast auf 342 t. Man sieht durch Vergleich der beiden letzten Ergebnisse eine Bestätigung der an umschnürten Betonsäulen gemachten Beobachtung, daß die Wirkung der Umschnürung bei kleineren Ganghöhen selbst bei einem kleineren Eisenquerschnitt günstiger wird.

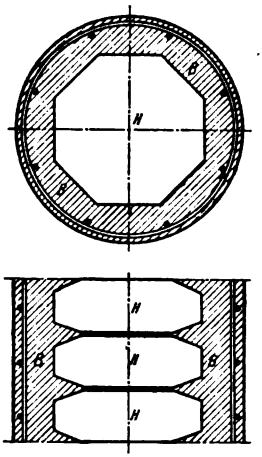


Fig. 77. Umschnürter Kernbeton.

Man erkennt ferner, daß die Bruchlast einer umschnürten Gußeisensäule beinahe $2^1/_2$ mal so groß wird als bei einer Gußeisensäule.

Wir haben schon vorher gesehen, daß die Wirkung der Umschnürung im Wesen darauf beruht, die Querdehnungen, die bei einer größeren zentrischen Belastung in Betonsäulen auftreten, zu verringern. Dadurch werden aber auch die Längenänderungen beeinflußt, und das Material ist dann in der Lage, größere Belastungen aufzunehmen, ohne zu brechen. Daß durch einen Gußeisenkern die Längenänderungen des Betons bei gleichmäßiger Verteilung der Belastung auf beide Materialien beeinflußt werden können, ist ebenso erklärlich, wie die Verringerung der Querdehnungen durch die Umschnürungen, und es ist daher durchaus erklärlich, daß bei zentrischer Belastung die Tragfähigkeit umschnürter Gußeisensäulen dadurch erhöht werden kann. Inwieweit beim Auftreten von Biegungsmomenten in Stützen die Verwendung von umschnürtem Gußeisen einen Vorteil bietet, läßt sich nicht ohne weiteres beantworten. Nach dieser Richtung sind noch Versuche erforderlich.

Eine andere Form von umschnürtem Beton stellt auch der sogenannte umschnürte Kernbeton nach dem Vorschlage von Wuczkowski dar. Der Betonkern wird hier durch aneinander gereihte Natur- oder

Digitized by Google

Kunststeine H von höherer Druckfestigkeit ersetzt, wie dies in Fig. 77 dargestellt ist. Die Achse des Kerns fällt mit der Achse der Säule zusammen. Der Zweck der Kernkonstruktion besteht darin, innerhalb der Umschnürung ein Material zu verwenden, welches eine höhere Eigenfestigkeit hat und geringere Formänderungen erleidet als Beton. Da die Umschnürung, wie bei Betonsäulen gezeigt wurde, die Tragfähigkeit des Kerns erhöht, müßte durch die Verwendung eines Kerns von sehr hoher Festigkeit die Tragfähigkeit gesteigert werden, was auch durch Versuche bestätigt wurde. Da die als Kern verwendeten Steine gewöhnlich sehr billig sind, wäre es auf diese Weise möglich, auf reinen Druck beanspruchte Säulen sehr hoher Tragfähigkeit bei verhältnismäßig geringen Kosten herzustellen. Auch diese Art von umschnürtem Beton bedarf noch einer weiteren Klarstellung durch Versuche.

4. Knickungsversuche mit Eisenbetonsäulen.

Der Einfluß des Knickens ist im allgemeinen bei Eisenbetonsäulen sehr gering, da die Ausbildung der Querschnitte verhältnismäßig hohe Trägheitsmomente bedingt. Die ersten Versuche, die sich mit der Knickungsfrage von Eisenbetonsäulen befaßten, sind von Professor Thullie, Lemberg durchgeführt worden[1]), aus welchen er die wichtige bisher allgemein anerkannte Schlußfolgerung zog, daß bei Eisenbetonsäulen eine Berechnung auf Knickfestigkeit nicht notwendig ist, wenn das Verhältnis der Säulenhöhe zur kleinsten Säulenstärke nicht größer ist als 18 : 1. Die Versuche Thullies sind an allerdings sehr kleinen Säulenquerschnitten ausgeführt (8 × 8 cm im Quadrat). Ferner sind die Eiseneinlagen nur schwache Drähte von 5 mm Stärke, so daß eine Verallgemeinerung der sonst sehr interessanten Versuche nicht geboten erscheint.

In neuerer Zeit sind Knickungsversuche an Eisenbetonsäulen mit größeren Abmessungen von Bach durchgeführt worden, deren Veröffentlichung in gedrängter Form in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure Nr. 50, Jahrgang 1913 erfolgt ist. Im ganzen wurden 3 Versuchsreihen durchgeführt an quadratischen Säulen von 32 cm Breite und einer Höhe von 9 m. Sonach betrug das Verhältnis der Säulenbreite zur Höhe 1 : 28. Die Eiseneinlagen waren 4 Längseisen 30 mm oder rd. 2,8% F_b. Als Querbewehrung diente eine 5 mm starke Spirale von 4,5 cm Ganghöhe, welche an den Enden der Säule etwas kleiner war. Die Mischung des Betons betrug 1 : 4 bei einem Wasserzusatz von 9,3%. (Die Einzelheiten in den Abmessungen und

[1]) Versuche mit exzentrisch belasteten Eisenbetonsäulen, Heft 10 der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons 1907. Verlag Ernst & Sohn und eine neuere Veröffentlichung, Verlag Franz Deuticke Leipzig und Wien 1912.

Digitized by Google

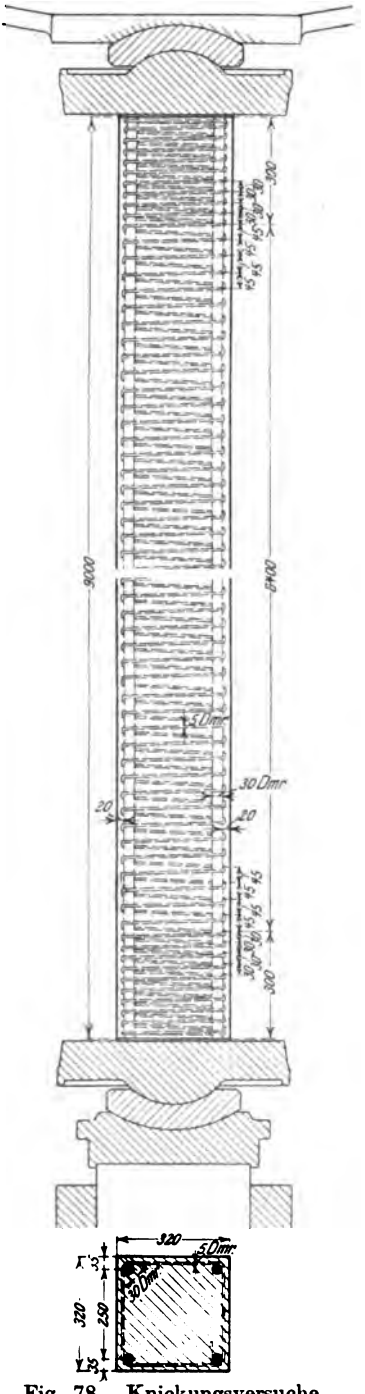


Fig. 78. Knickungsversuche von Bach.

die Versuchsdurchführung sind in Fig. 78 dargestellt.) Aus derselben Mischung mit derselben Bewehrung wurden drei 1,20 m hohe Säulen hergestellt, ferner drei

Fig. 79. Bruchbild einer auf Knickung beanspruchten Eisenbetonsäule. (Versuche von Bach.)

nichtbewehrte Säulen von 1,20 m Höhe und 9 Würfel von 30 cm Kantenlänge.

Eine zweite Versuchsreihe zeigte dieselbe Anordnung. Nur wurden als Längsbewehrung 4 Rundeisen 20 mm verwendet, was einem Eisenprozentsatz von 1,2% entspricht.

Digitized by Google

Eine dritte Versuchsreihe mit einer Mischung von 1 Rtl. Zement, 2 Rtl. Rheinsand und 2 Rtl. Rheinkies mit einem Zement von etwas geringeren Festigkeiten wie bei den beiden ersten Versuchsreihen. Der Wasserzusatz betrug hier 11,3%, was einem vollkommen plastischen Beton entspricht. Die Eiseneinlagen waren dieselben wie bei der ersten Versuchsreihe.

Die Versuche wurden in einer stehenden Maschine mit kugelförmig gelagerten Druckplatten durchgeführt (siehe Fig. 78). Mit Hilfe von Feinmessungen wurden die Ausbiegungen in der Mitte bestimmt. Ein charakteristisches Bruchbild ist in Fig. 79 ersichtlich, welches zeigt, daß die Zerstörung derart erfolgt, daß vor dem Bruch die Rißbildung auf derjenigen Seite auftritt, nach welcher das Ausknicken erfolgt, entsprechend den dort auftretenden Zugspannungen.

Da die Veröffentlichung der Feinmessungen zurzeit noch nicht erfolgt ist, lassen sich nur aus den Bruchlasten einige sehr wichtige Schlußfolgerungen ziehen.

Zusammenstellung der Bachschen Knickungsversuche an Eisenbetonsäulen. (Alter 45 Tage.)

Länge der Säulen in m	Mischung	Querschnitt F_b in qcm	F_e qcm²	F_e % von F_b	F_e' % von F_b	$F_e : F_e'$	Bruchlast P in t		Prismenfestigkeit $W' = \frac{P}{F_b}$	$\frac{W'}{W}$ in %
9,00	1:4 (9,3% Wasser)	1024	27,28	2,8	0,49	5,7	289,7	75	—	—
1,20	„	„	„	„	„	„	385,7	100	376	—
1,20	„	„	0	0	0	0	310,7	—	303	88
							Würfelfestigkeit $W = 360$ kg/qcm			
9,00	„	„	12,57	1,2	0,49	2,5	270,7	73	—	—
1,20	„	„	„	„	„	„	370,0	100	361	—
1,20	„	„	—	—	„	„	339,7	—	330	84
							Würfelfestigkeit $W = 376$ kg/qcm			
9,00	1:4 (11,3% Wasser)	1024	27,28	2,8	0,49	5,7	232,8	75	—	—
1,20	„	„	„	„	„	„	310,7	100	303	—
1,20	„	„	—	—	„	„	233,2	—	226	80
							Würfelfestigkeit $W = 283$ kg/qcm			

In dieser Zusammenstellung sind neben den Bruchlasten der bewehrten Säulen die Verhältniszahlen angegeben. Unter der Annahme, daß die Höchstlast für die 1,20 m hohe Säule mit 100 bezeichnet wird, ergibt sich für die Bruchlast der 9 m langen Säule eine Verminderung um 25—27% der Höchstlast. Es zeigte sich sonach als wichtigstes Ergebnis der Versuche, daß weder die Eiseneinlagen noch der Wasserzusatz einen besonderen Einfluß auf die Bruchlasten der 9 m langen Säulen haben.

Digitized by Google

Die Versuche haben gezeigt, daß das Verhältnis der Bruchlasten der 9 m langen Säulen, bei welchen Knickung in Frage kommt, gegenüber den 1,20 m langen Säulen nahezu gleich bleibt; und zwar beträgt das Verhältnis 73—75 v. H.

In den wenigen Fällen, wo eine Berechnung von Eisenbetonstützen auf Knickung durchzuführen ist, hat man bisher allgemein die Eulersche Gleichung angewendet in der Form

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot EJ . \qquad (7)$$

Hierbei bezeichnet l die Höhe der Säule. Eine große Unklarheit liegt in der Annahme des Produktes EJ, über das noch an anderer Stelle gesprochen werden soll.

Die Bachschen Versuche haben gezeigt, daß E kurz vor dem Auftreten der ersten Risse, $E_{bd} = 199\,300$ kg/qcm für die erste und zweite Versuchsreihe, und $E_{bd} = 131\,400$ kg/qcm für die dritte Versuchsreihe beträgt.

Wie schon vorher gezeigt wurde, entspricht aber die Rißbelastung höchstens derjenigen Belastung, bei welcher eine nicht bewehrte Betonsäule brechen würde. Wir müssen daher bei der Berechnung der Tragfähigkeit einer Eisenbetonsäule nach Gleichung (7) für E_{bd} einen kleineren Wert setzen, wenn wir uns den tatsächlichen Verhältnissen nähern wollen. Jedenfalls liegt schon in der Annahme der Zahl für E_{bd} eine große Unsicherheit. Eine weitere Unsicherheit kommt in die Gleichung durch die Berechnung des Trägheitsmomentes J hinein. Berechnet man J, bezogen auf die Querschnittsmitte, so wird

$$J = \frac{a^4}{12} + 4 \cdot n \cdot f_e \cdot \frac{a'^2}{4}$$

a = Querschnittseite, a' = Entfernung der Längseisen

wenn der n-fache Eisenquerschnitt der Berechnung des Trägheitsmomentes zugrunde gelegt wird. Für die Annahme von $n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ gilt dasselbe, was schon bei der Berechnung von zentrisch beanspruchten Säulen gesagt wurde. Im Bruchstadium darf n keinesfalls unter 20 angenommen werden, wie dies besonders aus den Witheyschen Versuchen hervorgeht.

Eine Berechnung der Bruchlast nach Gleichung (7) für die erste Versuchsreihe der Bachschen Versuche unter der Annahme für $n = 20$ und $E_{bd} = 150\,000$ kg/qcm, ergibt so große Abweichungen von der aus den Versuchen ermittelten Bruchlast, daß man die Gültigkeit der Eulerschen Gleichung für die Berechnung von Eisenbetonstützen bezweifeln muß. Bach hat unter der Annahme $n = 15$ und $E_{bd} = 140\,000$ kg/qcm

Digitized by Google

auch sehr große Abweichungen der Rechnungsergebnisse von den Versuchsergebnissen festgestellt.

Ein anderer Weg, die Knickbelastung von Eisenbetonsäulen zu berechnen, ist der nach der Navierschen Knickungsformel, welche lautet:

$$P = F \frac{K_d}{1 + \varkappa \frac{F \cdot l^2}{J}}. \tag{8}$$

Hierbei ist F der Querschnitt der Säule in qcm; $F = F_b + n \cdot F_e$;

K_d ist die Säulenfestigkeit des Betons in kg/qcm, die mit $^4/_5$ der Würfelfestigkeit angenommen werden kann.

$\varkappa$ ist der Knickungskoeffizient, welchen Bach nach seinen Versuchen mit 0,00005 bei Eisenbetonstützen für hinreichend hält, während sonst $\varkappa$ mit 0,0001 angenommen wird.

Bach ermittelt den Wert $\varkappa$ aus dem Verhältnis der Bruchlasten der 9 m hohen Säule zu der 1,20 m hohen Säule, welches mit 0,75 gefunden wurde. Es besteht sonach die Gleichung (nach Gl. 8):

$$\frac{\text{Bruchlast der 9 m Stütze}}{\text{Bruchlast der 1,20 m Stütze}} = \frac{1 + \varkappa \frac{F \cdot 120^2}{J}}{1 + \varkappa \frac{F \cdot 900^2}{J}} = 0{,}75.$$

Daraus ergibt sich

$$\varkappa = \frac{1 - 0{,}75}{\frac{F}{J}(0{,}75 \cdot 900^2 - 120^2)}. \tag{8a}$$

Aus dieser Gleichung läßt sich für die Versuchskörper der Wert $\varkappa$ ermitteln, da sonst alle Größen gegeben sind.

Der Vorteil der Gleichung (8) gegenüber der Eulerschen Gleichung liegt darin, daß nur eine Unsicherheit in der Annahme der Verhältniszahl n liegt, welche bei der Berechnung der Querschnittsfläche und des Trägheitsmomentes vorkommt. Die große Unsicherheit, die bei der Eulerschen Gleichung durch die Annahme des Elastizitätsmoduls in die Berechnung hineingebracht wird, entfällt hier. Die Berechnung der Bruchlasten für die erste Versuchsreihe unter der Annahme für $\varkappa = 0{,}00005$ und $n = 20$ ergab eine weit bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, als dies bei der Eulerschen Gleichung der Fall war.

5. Beispiele.

Beispiel 1. Eine Eisenbetonstütze von der Höhe $h = 4{,}35$ m wird mit $P = 483{,}3$ t zentrisch belastet. Welche Abmessungen muß sie be-

Digitized by Google

kommen, wenn als Bewehrung Längseisen mit gewöhnlichen Bügeln zu verwenden sind?

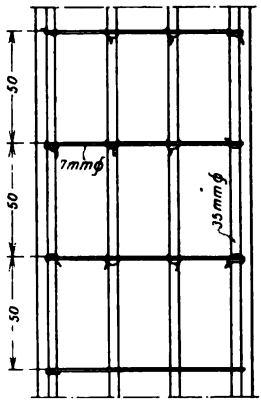
Es sei F_b = Querschnitt des Betons, F_e = Querschnitt der Längseisen und $n = 10$.

Das Eigengewicht der Stütze ist dann:

$$G = F_b \cdot h \cdot 2{,}4 \text{ t}$$

und die zulässige Beanspruchung

$$\sigma_{bd} = \frac{P + G}{F_b + n F_e} \text{ kg/qcm.}$$



Es wird angenommen (Fig. 80a):

$F_b = 115 \cdot 115 \text{ cm} = 13\,230 \text{ qcm}$
$F_e = 0{,}9\%$ von $F_b = 0{,}9 \cdot 13\,230 = 119 \text{ qcm}$
Gew. $12 \varnothing 35 = 115{,}5 \text{ qcm}$
$G = 1{,}15^2 \cdot 4{,}35 \cdot 2{,}4 = 13{,}8 \text{ t.}$

Demnach ist nach Gleichung (3)

$$\sigma_{bd} = \frac{483\,300 + 13\,800}{13\,230 + 10 \cdot 115{,}5}$$

$$= \frac{497\,000}{14\,385} = 34{,}6 \text{ kg/qcm}$$

und nach Gleichung (2)

$$\sigma_e = 10 \cdot 34{,}6 = 346 \text{ kg/qcm.}$$

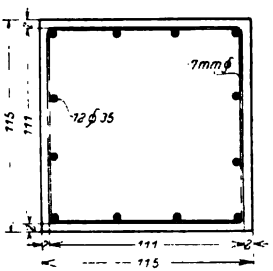


Fig. 80a.

Nimmt man eine 6fache Sicherheit an, so müßte die Säulenfestigkeit des Betons $6 \cdot 34{,}6 = 207{,}6$ kg/qcm betragen und die Würfelfestigkeit müßte sein:

$$W = \frac{207{,}6}{0{,}8} = 260 \text{ kg/qcm.}$$

Die Beanspruchung in den Längseisen ist weit unter der zulässigen Beanspruchung.

Die Entfernung und Stärke der Bügel wird zweckmäßig nach der Erfahrung angenommen. Nimmt man in diesem Fall 7 mm Rundeisenbügel an, so wird eine Entfernung von 40—50 cm entsprechen. Manchmal wird der Bügelabstand so berechnet, daß die Längseisen kurz vor dem Bruch zwischen zwei Bügeln nicht ausknicken.

Berechnet man aber den Bügelabstand aus dieser Bedingung, so bekommt man viel zu große Werte. Vielfach wird vorgeschlagen, den Bügelabstand nicht kleiner als den 12fachen Durchmesser der Längseisen und nicht größer als die Säulendicke zu wählen. In unserem Beispiele wäre $12\,d = 12 \cdot 35 = 42$ cm.

Digitized by Google

Beispiel 2. Man sieht aus Beispiel 1, daß die Abmessungen der Eisenbetonstütze sehr groß werden. In diesem Falle verwendet man mit Vorteil Umschnürungen. Unter denselben Annahmen wie in Beispiel 1 sollen daher die Abmessungen berechnet werden, wenn Umschnürungen angewendet werden. Nimmt man, um das Eigengewicht zu berücksichtigen, für die Stütze vorerst einen Querschnitt 100 · 100 cm an, so ist

$$G = 1{,}00^2 \cdot 4{,}35 \cdot 2400 = 10\,500 \text{ kg}$$

$P + G$ ist sonach 483300 + 10 500 = 493,8 t. σ_{bd} zulässig wird mit 35 kg/qcm angenommen.

Demnach ist nach Gleichung (5a)

$$F_i = \frac{P+G}{\sigma_{bd}} = \frac{493\,800}{35} = 14\,100 \text{ qcm.}$$

Nimmt man $F_i = 14\,100$ qcm an, so ist

$$F_k = \frac{F_i}{1 + n(\varphi + 2\varphi')}.$$

Die Größe von F_k hängt von der Wahl von $\varphi = \frac{F_e}{F_k}$ und $\varphi' = \frac{F'_e}{F_k}$ ab.

1. Fall.

$\varphi = 1{,}5\%$ von F_k

$\varphi' = 3{,}0\%$ von F_k

so ist

$$F_k = \frac{14\,100}{1 + 10\,(0{,}015 + 2 \cdot 0{,}03)} \simeq 8100 \text{ qcm.}$$

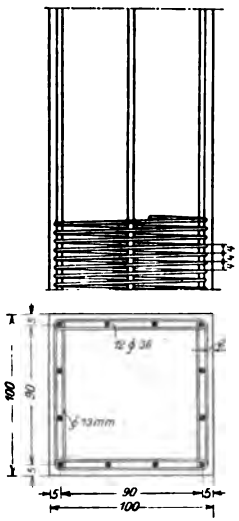


Fig. 80b.

Wählt man quadratischen Querschnitt (siehe Fig. 80b), so ist

$$F_k = 90 \cdot 90 \text{ cm.}$$

Seitenlänge $a = 90 + 2 \cdot 5 = 100$ cm, wenn man eine Betonschale von 5 cm Stärke annimmt.

$$F_e = 0{,}015 \cdot 8100 = 121{,}5 \text{ qcm}$$

Gewählt: 12 ⌀ 36 = 122,2 qcm

$$F'_e = 0{,}03 \cdot 8100 = 243 \text{ qcm}$$

Gewählt: ⌀ 10 mit $F_e = 0{,}785$ qcm.

Die Ganghöhe der Umschnürung wird mit 2,4 cm angenommen; sonach ist

$$F'_e = \frac{100}{2{,}4} \cdot 8 \cdot 0{,}90 \cdot 0{,}785 = 235 \text{ qcm.}$$

Digitized by Google

Nach Gleichung (5) ist dann

$$\sigma_{bd} = \frac{493800}{8100 + 10 \cdot 122{,}2 + 20 \cdot 235} = 35 \text{ kg/qcm.}$$

Wird die Ganghöhe der Umschnürung von 13 ∅ mit 4 cm angenommen, so ist

$$F_e' = \frac{100}{4{,}0} \cdot 8 \cdot 0{,}90 \cdot 1{,}33 = 239 \text{ qcm}$$

und

$$\sigma_{bd} = \frac{493800}{8100 + 1222 + 20 \cdot 239} = 35 \text{ kg/qcm.}$$

2. Fall. $\varphi = 1\%$ von F_k

$\varphi' = 2\%$ von F_k

Dann ist:

$$F_i = F_k (1 + 10 \cdot 0{,}01 + 20 \cdot 0{,}02) = 1{,}5\, F_k$$

$$F_i = 1{,}5\, F_k; \quad F_i = 14100 \text{ qcm}$$

und

$$F_k = \frac{14100}{1{,}5} = \text{rd. } 9400 \text{ qcm.}$$

Bei quadratischem Querschnitt ist $a = 97$ cm und die Seitenlänge des quadratischen Querschnittes gleich $97 + 10 = 107$ cm. $G = 12$ t.

Nun ist

$$F_e = 0{,}01 \cdot 9400 = 94 \text{ qcm.}$$

Gewählt: 12 ∅ 32 mm mit $F_e = 96{,}50$ qcm

$$F_e' = 0{,}02 \cdot 9400 = 188 \text{ qcm}$$

dann ist, wenn die Ganghöhe der 9 mm Umschnürung $s = 2{,}6$ cm gewählt wird

$$F_{e'} = \frac{100}{2{,}6} \cdot 8 \cdot 0{,}97 \cdot 0{,}636 = 190 \text{ qcm.}$$

Somit ist nach Gleichung (5)

$$\sigma_{bd} = \frac{495300}{9400 + 10 \cdot 96{,}50 + 20 \cdot 190} = \frac{495300}{14165} = 34{,}9 \text{ kg/qcm.}$$

Wird für die Umschnürung ∅ 11 mm mit 0,95 qcm und 4,0 cm Ganghöhe gewählt, so ist

$$F_{e'} = \frac{100}{4{,}0} \cdot 8 \cdot 0{,}97 \cdot 0{,}95 = 184 \text{ qcm,}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{495300}{9400 + 10 \cdot 96{,}50 + 20 \cdot 184} = 35{,}15 \text{ kg/qcm.}$$

Digitized by Google

3. Fall. $\varphi = 3\%$ von F_k

$\varphi' = 1{,}5\%$ von F_k

dann ist:

$$F_i = F_k (1 + 10 \cdot 0{,}03 + 20 \cdot 0{,}015) = 1{,}6\, F_k$$

Die Seite des quadratischen Kerns ist 94 cm und die Seitenlänge des Stützenquerschnittes

$$a = 94 + 10 = 104 \text{ cm}$$

$$F_e = 0{,}03 \cdot 8800 = 264 \text{ qcm}.$$

Hier wird der Querschnitt der Längseisen zu groß.

4. Fall. $\varphi = 2\%$ von F_k

$\varphi' = 1\%$ von F_k

$$F_i = F_k (1 + 10 \cdot 0{,}02 + 20 \cdot 0{,}01) = 1{,}4\, F_k$$

mithin

$$F_k = \frac{F_i}{1{,}4} = \frac{14100}{1{,}4} = 10100 \text{ qcm}.$$

Seitenlänge 110 cm

$F_e = 0{,}02 \cdot 10\,100 = 202$ qcm

Gewählt: 16 ∅ 40 mit 201 qcm.

Dieser Stützenquerschnitt wird unwirtschaftlich.

In Beispiel 2 sind vier Fälle besprochen; am wirtschaftlichsten wird der Stützenquerschnitt, wenn man für F_e 1% von F_k und für $F_e' = 2\%$ F_k annimmt. Diese Umschnürung ist hierbei viereckig gedacht, z. B. nach Abramoff (siehe Fig. 80b).

Beispiel 3. Verwendet man Spiral- bzw. Ringarmierung (Fig. 80c), so ist:

1. Fall. Angenommen $F_e = 1{,}5\%$ von F_k

$F_e' = 3{,}0\%$ von F_k

Die Spirale oder die Ringe seien ∅ 15 mm, die Ganghöhe 2,4 cm. Zur Berücksichtigung des Eigengewichtes wird ein Stützendurchmesser von $D = 108$ cm angenommen, dann ist:

$$G = \frac{D^2 \pi}{4} \cdot 4{,}35 \cdot 2{,}4 \text{ t} = 9{,}6 \text{ t}$$

$$P = 483{,}3 \text{ t}$$

$$F_i = \frac{483\,300 + 9600}{35} = 14070 \text{ qcm}$$

und

$$F_k = \frac{14070}{1 + 10(0{,}015 + 2 \cdot 0{,}03)} = \frac{F_i}{1{,}75} \cong 8100 \text{ qcm}.$$

Digitized by Google

Gewählt: untenstehender Querschnitt (Fig. 80c) mit einem Spiraldurchmesser

$$D_1 = 102 \text{ cm} \cdot F_k = \frac{102^2 \pi}{4} = 8170 \text{ qcm}; \quad G = 10{,}1 \text{ t}.$$

$F_e = 0{,}015 \cdot 8170 = 122{,}5$ qcm · Gew. 12 ∅ 36 (wie in Beispiel 2) mit 122,2 qcm

$$F'_e = 0{,}03 \cdot 8170 = 245{,}1 \text{ qcm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{493400}{8170 + 10 \cdot 122{,}2 + 20 \cdot 245{,}1} = 34{,}9 \text{ kg/qcm}.$$

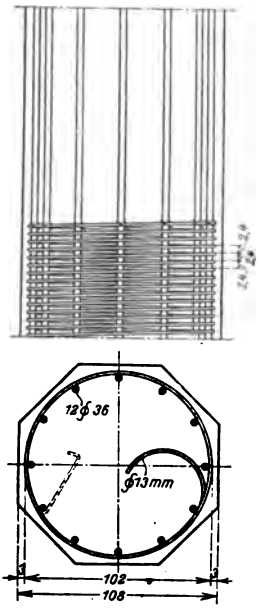


Fig. 80c.

Eine größere Ganghöhe ist in diesem Fall undurchführbar, da sonst zu starke Rundeisen notwendig sind.

2. Fall. $\varphi = 1\%$ von F_k

$\varphi' = 2\%$ von F_k

$$F_k = \frac{F_i}{1{,}5} = 9420 \text{ qcm}.$$

Gewählt: $D = 116$ cm

$F_k = 9503$ qcm

$G = 11{,}6$ t

$F_e = 0{,}01 \cdot 9503 = 95{,}03$ qcm.

Gewählt: 12 ∅ 32 mit 96,50 qcm

$F'_e = 0{,}02 \cdot 9503 = 190$ qcm.

Für die Umschnürung werden ∅ 13 mm mit 1,327 qcm und eine Ganghöhe $s = 2{,}5$ cm gewählt.

Vorhanden: $\frac{100}{2{,}5} \cdot 110 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}327 = 184$ qcm.

$$\sigma_{bd} = \frac{494900}{9503 + 10 \cdot 96{,}50 + 20 \cdot 184} = 35 \text{ kg/qcm}.$$

Auch hier ist eine größere Ganghöhe undurchführbar, da schon die vorher gewählte Ringarmierung zu stark ist.

Fall 3 und 4 wird in diesem Beispiel nicht mehr durchgerechnet, da schon Beispiel 2 zeigte, daß sie für diesen Fall nicht wirtschaftlich sind.

Auch in Beispiel 3 zeigt sich, daß die wirtschaftlichste Querschnittsausbildung erhalten wird, wenn $F_e = 1\%$ von F_k und $F'_e = 2\%$ von F_k gewählt wird.

Die drei durchgerechneten Beispiele sind verschiedenen ausgeführten Projekten entnommen. Hierbei wurde die zulässige Spannung im

Digitized by Google

Beton mit 35 kg/qcm begrenzt, was bei einer Betonmischung 1 : 5 mit einer Säulenfestigkeit von 210 kg/qcm einer 6fachen Sicherheit entsprechen würde. Bei einer Mischung 1 : 4 und einer Säulenfestigkeit von etwa 240 kg/qcm (entsprechend einer Würfelfestigkeit von $5/4 \cdot 240$ von 300 kg/qcm) könnte $\sigma_{bd} = 40$ kg/qcm als zulässig angenommen werden. Dann ergibt sich aber nach Gleichung (5a) $F_i = \frac{P}{\sigma_{bd\,zul}}$ ein kleineres F_i; der Stützenquerschnitt würde dann dementsprechend kleinere Abmessungen erhalten können.

Manchmal wird die Forderung gestellt, daß der ideelle Querschnitt $F_i \leqq aF_b$; F_b ist der volle Betonquerschnitt, a ist ein Koeffizient, der zwischen 1,5 und 2 angenommen wird.

Bei der Wahl von F_e, dem Querschnitt der Längseisen ist zu beachten, daß er nicht unter 0,6% des Betonquerschnittes gewählt werden soll.

Beispiel 4. Eine Eisenbetonstütze von 9 m Länge, einer Betonmischung 1 : 4 und einem Querschnitt 32 × 32 cm mit 4 Längseisen von 30 mm Durchmesser und einer Querbewehrung von 5 mm R.-E. und einer Ganghöhe von 4 cm soll auf Knickung untersucht werden (siehe Fig. 79, das Beispiel aus den Bachschen Versuchen).

Die Knickbelastung P ist nach der Gleichung (8)

$$P = F \frac{K_d}{1 + \varkappa \frac{F l^2}{J}}$$

Wenn $\varkappa = 0{,}00005$ und $F = F_b + 4 \cdot n f_e$

$$f_e (\varnothing\, 30) = 7{,}06 \text{ qcm} \quad n = 20$$

$$F = 32^2 + 80 \cdot 7{,}06 = 1588{,}8 \text{ qcm}.$$

Die Säulenfestigkeit ist $\frac{1}{5}$ der Würfelfestigkeit W; $W = 360$ kg/qcm

$$K_{bd} = \tfrac{1}{5} W = \tfrac{1}{5} 360 = 288 \text{ kg/qcm}.$$

Das Trägheitsmoment J

$$J = \frac{a^4}{12} + 4 \cdot n f_e \cdot \frac{a'^2}{4},$$

$a = 32$ cm Seitenbreite,

$a' = 25$ cm Abstand der Eiseneinlagen,

$$J = 87500 + 564{,}8 \cdot 156{,}2 = 176000 \text{ cm}^4$$

$$P = 1589 \frac{288}{1 + 0{,}00005 \frac{1589 \cdot 900^2}{176000}} = 334000 \text{ kg}.$$

Die Versuche ergeben eine Bruchlast P von 290 t. Nimmt man eine 6fache Sicherheit an, so beträgt die zulässige Belastung $\frac{P}{6} = 55{,}7$ t.

Digitized by Google

VI. Der allgemeine Fall der Biegung bei Eisenbetonträgern mit rechteckigem und T-förmigen Querschnitt.

Will man eine Klärung der Grundlagen der Theorie der Berechnung für Eisenbeton mit Hilfe der Versuchsforschung herbeiführen, so ist dies möglich durch das Studium des allgemeinen Falles der Biegung. Die Eigenheiten des Eisenbetons kommen hier mehr zum Ausdruck, als es bei axialem Zug oder Druck der Fall ist.

Der allgemeine Fall der Biegung tritt bekanntlich dann ein, wenn die äußeren Kräfte in jedem Querschnitt ein Biegungsmoment und eine Querkraft hervorrufen, wenn also in jedem Querschnitt zugleich Normalspannungen und Schubspannungen auftreten. Will man den Zusammenhang zwischen inneren Spannungen und den äußeren Kräften verfolgen, so wird man in den meisten Fällen den Fall der reinen Biegung (wo in einem Querschnitte nur Biegungsmomente wirken) absondern müssen, von demjenigen Fall, wo nur Querkräfte auftreten. Streng genommen wird sich dies nicht immer vollkommen durchführen lassen. Es ist aber möglich, einen stabförmigen Körper derart auf Biegung zu beanspruchen, daß z. B. der Einfluß der Biegungsmomente in einem bestimmten Querschnitt überwiegt, und gleichzeitig der Einfluß der Querkräfte so gering ist, daß letzterer vernachlässigt werden kann.

Wird z. B. ein Balken, der auf zwei Stützen frei aufruht, durch zwei Einzellasten beansprucht, welche symmetrisch zur Mitte angeordnet sind, so erhält man zwischen den beiden Laststellen ein gleichbleibendes Biegungsmoment, wo der Einfluß der Querkräfte, die vom Eigengewicht herrühren, vernachlässigt werden kann.

Ferner ist grundsätzlich zu beachten, daß bei der Ausarbeitung von wissenschaftlichen Versuchen, welche eine Grundlage für die Theorie bieten sollen, weder übliche Berechnungsmethoden, noch bestehende Berechnungsvorschriften herangezogen werden dürfen, deren Berechtigung in der Regel erst durch die Versuche nachgewiesen werden soll. Sonst kann es leicht vorkommen, daß man zu unrichtigen Schlüssen kommt.

Bei der Berechnung der Biegungsspannungen in einem homogenen Querschnitt mit gleichbleibendem Elastizitätsmodul werden für den Fall der reinen Biegung folgende Annahmen gemacht:

a) Die ebenen Querschnitte bleiben auch nach der Biegung eben (Annahme von Bernouilli), und die Lage der Nullinie bleibt unverändert;

Digitized by Google

b) Proportionalität zwischen Längenänderungen und Spannungen (Hookesches Gesetz);

c) Proportionalität zwischen den Normalspannungen in einem Querschnitte und deren Abstand von der Nullinie. (Die Annahme von Navier.)

Wir werden sehen, daß keine dieser drei Annahmen für die Berechnung von Spannungen in Eisenbetonquerschnitten zutrifft, und können daraus folgern, daß schon aus diesen Gründen die Aufstellung einer den tatsächlichen Verhältnissen entsprechenden Theorie sehr erschwert wird. Neben den grundlegenden Annahmen kommen noch andere nur für Eisenbeton geltende Fragen in Betracht, welche bei der Berechnung der Spannungen in einem Querschnitte ausschlaggebend sind. Auf all diese Fragen soll im folgenden des näheren eingegangen werden, damit wir prüfen können, welches der kürzeste und zweckmäßigste Weg für die Berechnung der im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ist.

Soweit der Zusammenhang zwischen Normalspannungen mit den äußeren Kräften untersucht werden soll, beschränken wir uns dabei auf den Fall der reinen Biegung, bei welchem in den Querschnitten nur Biegungsmomente auftreten.

Wenn wir allgemein von einem Ebenbleiben der Querschnitte bei Materialien mit unveränderlichem Elastizitätsmodul sprechen, so ist auch da nur der Fall der reinen Biegung gemeint. Sobald in einem Querschnitt neben Normalspannungen auch Schubspannungen auftreten, so kann auch bei homogenem Material von einem Ebenbleiben der Querschnitte nicht die Rede sein.

1. Änderung des Querschnittes nach Lage und Form. Wanderung der Nullinie.

Für Körper, die dem Hookschen Gesetz folgen, trifft die unter a) gemachte Annahme von Bernoulli im großen und ganzen zu.

Föppl hat durch Versuche an einem Steinbalken von 20 × 30 cm Querschnitt bei einer Spannweite von 1,50 m nachgewiesen, daß auch bei diesem Material, welches dem Hookschen Gesetz nicht folgt, ein Ebenbleiben der Querschnitte mit hinreichender Genauigkeit vorausgesetzt werden kann. Anders ist dies bei Eisenbetonträgern. Zum erstenmale hat Schüle darauf hingewiesen, daß die vor der Biegung ebenen Querschnitte bei zunehmender Belastung nicht eben bleiben. In einer sehr bemerkenswerten Arbeit hat Richard Müller[1]) an

[1]) Neue Versuche an Eisenbetonbalken über die Lage und das Wandern der Nullinie und die Verbiegung von Dr.-Ing. R. Müller. Herausgegeben von Rud. Wolle, Leipzig. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Digitized by Google

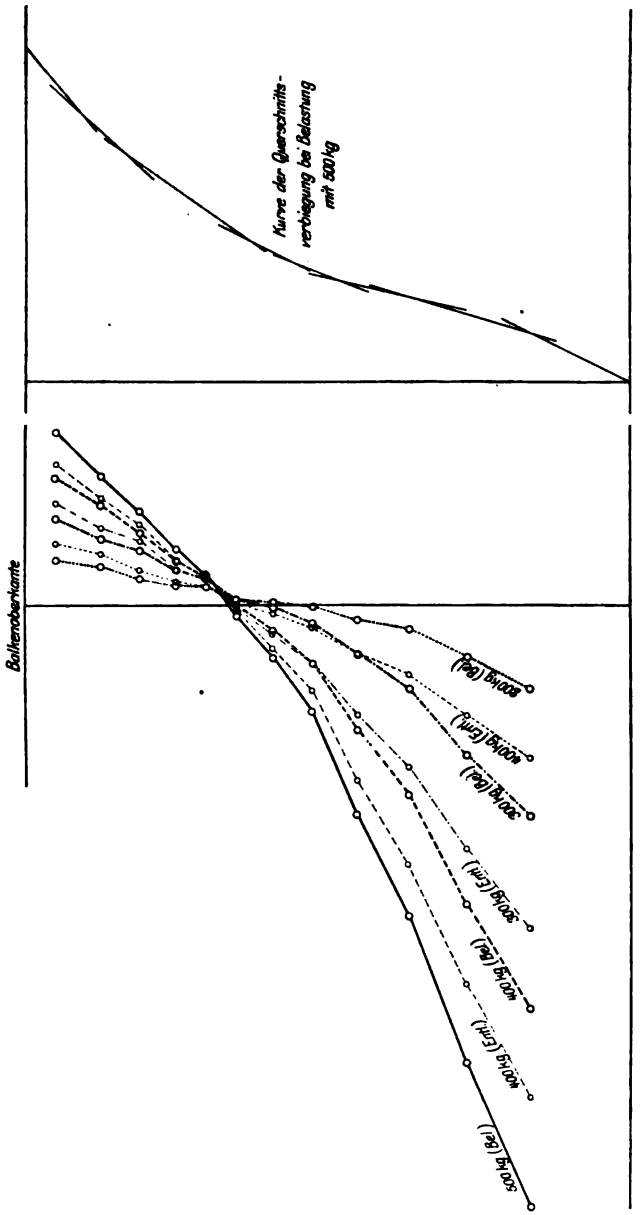


Fig. 81. Änderung des Querschnittes mit zunehmender Belastung. (Versuche von Dr. R. Müller.)

Eisenbetonbalken von 4,50 m Spannweite und einem Querschnitte von 20 × 30 cm nachgewiesen, daß diejenigen Querschnitte, die unter dem Einfluß der Biegungsmomente stehen, nicht eben bleiben.

Digitized by Google

Die Versuche wurden mit neuen Feinmeßapparaten durchgeführt, die in der genannten Arbeit eingehend beschrieben werden, mit deren Hilfe es möglich war, nicht nur die Längenänderungen einer bestimmten Meßstrecke, sondern auch die Verbiegung des Querschnittes zu messen. An jedem Balken wurden die Untersuchungen an 7 Querschnitten derart durchgeführt, daß in jedem einzelnen Querschnitte die Messung der Längenänderungen und der Verbiegung in 13 verschiedenen Höhenlagen vorgenommen wurden, wobei die Meßpunkte in der Nähe der voraussichtlichen Lage der Nullinie enger zusammenlagen.

In Fig. 81 ist eine Darstellung der Müllerschen Versuchsergebnisse für verschiedene Belastungen dargestellt derart, daß an jeder Meßstelle die gemessenen Längenänderungen auf einer horizontalen Linie aufgetragen sind. Die Verbindung der Endpunkte bei einer bestimmten Belastung ergibt die Form des Querschnittes nach der Biegung, und im Schnitt mit der Vertikalen (der Lage des Querschnittes vor der Durchbiegung) die Lage der Nullinie. In der rechten Hälfte von Fig. 81 ist die Linie der Querschnittsverbiegungen eingetragen.

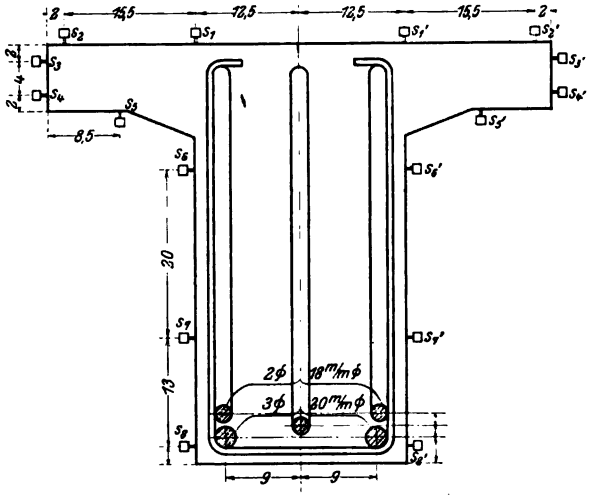


Fig. 82a.

Da Müller die Messungen an solchen Querschnitten vornahm, bei denen der Einfluß der Querkräfte denjenigen der Biegungsmomente überwog, so war er in der Lage nachzuweisen, daß für den Fall der reinen Biegung die Querschnitte sich verbiegen, also nicht eben bleiben, daß ferner an Stelle der großen Querkräfte eine Verbiegung nicht festgestellt werden kann.

Die Veränderung T-förmiger Querschnitte bei der Biegung konnte der Verfasser bei Versuchen studieren, die von der Versuchsanstalt in Dresden nach seinen Angaben im Jahre 1909 ausgeführt wurden.

In Fig. 82a ist ein derartiger T-förmiger Querschnitt dargestellt, an welchem an acht verschiedenen Stellen (mit s_1 bis s_8 bezeichnet) zu beiden Seiten der Mittellinie des Trägers die Längenänderungen mit

Digitized by Google

Hilfe von Spiegelmessungen bestimmt wurden. Die Meßlängen betrugen 20—25 cm, während bei den Müllerschen Versuchen die Meß-

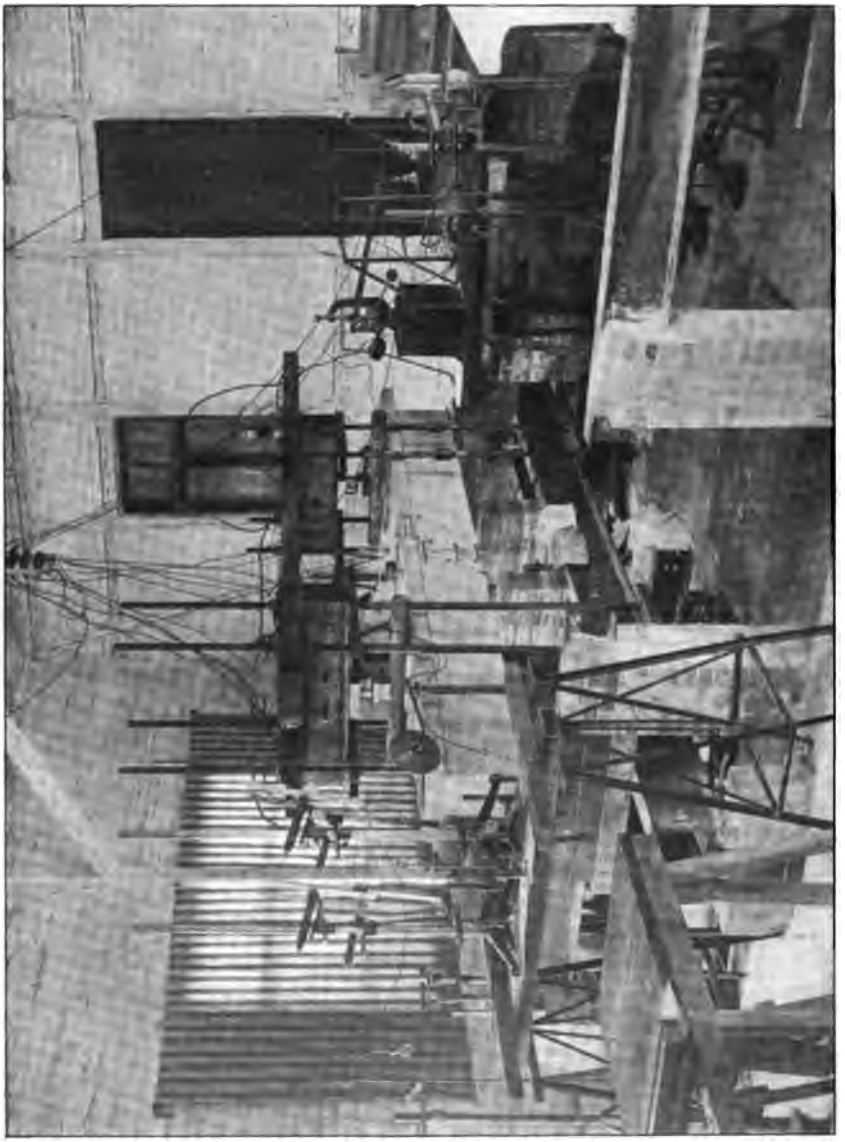


Fig. 82b. Versuche zur Bestimmung der Nullinie an T-förmigen Querschnitten. (Versuche des Verfassers, ausgeführt von der Dresdner Versuchsanstalt.)

länge nur 5 cm betrug. Gemessen wurde hier nur mit Hilfe Martensscher Spiegelapparate ähnlich, wie es in Fig. 41 auf S. 143 dargestellt und erläutert wurde. Der Eisenbetonträger hatte eine Spannweite

Digitized by Google

von 4 m, die Belastung erfolgte durch zwei Einzellasten, welche im Abstand von 2,40 m symmetrisch zur Mitte angeordnet waren. Dadurch war ein gleichbleibendes Biegungsmoment auf eine möglichst große Strecke vorhanden, und der Einfluß der Querkräfte auf die Längenänderungen innerhalb der Meßstrecke auf ein Mindestmaß beschränkt. Die Versuchseinrichtung, die Anordnung der Spiegelapparate, ferner die Ablesungsinstrumente sind in Fig. 82b ersichtlich.

Diese sorgfältig durchgeführten und langwierigen Messungen wurden dann an acht verschiedenen Stellen entsprechend der Höhenlage der gemessenen Längenänderungen aufgetragen. Die Verbindungslinie der Endpunkte ergab dann wie vorher nicht nur die Änderung des Quer-

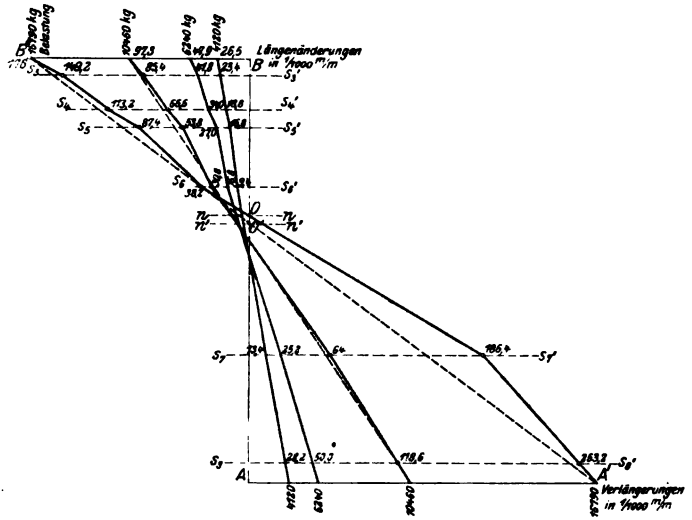


Fig. 82c.

schnittes nach der Biegung, sondern auch im Schnitt mit der Vertikalen die Lage der Nullinie, wie dies in Fig. 82c aufgetragen ist. Diese Versuche zeigten, daß bei einem T-förmigen Querschnitt ebenso wie bei einem rechteckigen Querschnitt streng genommen nicht mehr von einem Ebenbleiben der Querschnitte gesprochen werden kann, wenn auch die Abweichung von der Ebene nicht so in die Augen fällt, wie bei den Trägern mit rechteckigem Querschnitt.

Die Veränderung in der Lage des Querschnittes kommt am besten zum Ausdruck, wenn man die neutrale Linie (oder Nullinie) mit zunehmender Belastung bestimmt.

Es sei hier darauf hingewiesen, daß bei einer großen Zahl von Eisenbetonversuchen die Lage der Nullinie unrichtig bestimmt wurde. Das geschah bei denjenigen Versuchen, wo nur die Längenänderungen

Digitized by Google

an der Oberkante und Unterkante des Balkens gemessen wurden. Welchen Fehler man begeht, wenn man nur mit Hilfe dieser beiden Messungen die Lage der Nullinie bestimmt, zeigt sich in Fig. 83. Dort sind in der Linie $A'OB'$ die Längenänderungen aufgetragen, die bei den Lichterfelder Versuchen gemessen wurden. Verbindet man dagegen die Punkte $A'B'$ durch eine gerade Linie, so ergibt sich daraus die Lage der Nullinie $n\,n'$ in Punkt O', welche ganz erheblich von derjenigen Linie abweicht, die durch die Messung einer größeren Zahl von Längenänderungen auf der ganzen Höhe des Querschnittes bestimmt werden kann (siehe auch Fig. 81 und 82c). Wir werden später sehen, daß die Lage der Nullinie auch auf die Spannungsverteilung in dem Querschnitt von großem Einfluß ist und deshalb erscheint es nicht unzweckmäßig, schon jetzt darauf hinzuweisen.

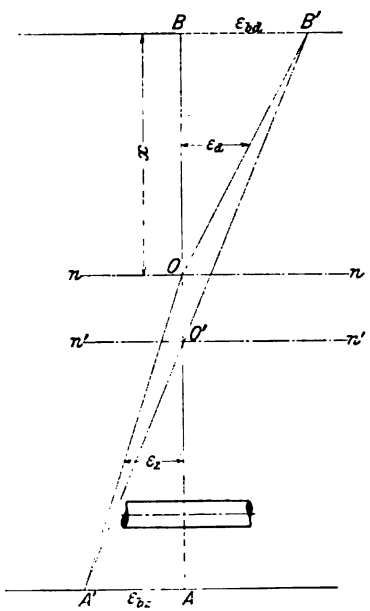


Fig. 83. Fehlerhafte Bestimmung der Lage der Nullinie.

Wie schon Schüle gezeigt hat, kann man die Lage der Nullinie nur dann den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend bestimmen, wenn man entweder eine größere Zahl von Messungen über die ganze Höhe des Querschnittes oder auch nur über die Druckzone verteilt vornimmt. Wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons können die Messungen auf der Zugseite nur bis zu ganz geringen Belastungen vorgenommen werden; sie können daher kein so zuverlässiges Bild geben wie die Messungen in der Druckzone.

Bestimmt man die Nullinie mit zunehmender Belastung, so zeigt sich, daß sie sich der Oberkante des Querschnittes um so mehr nähert, je größer die Belastung wird. Man bezeichnet diese Eigenschaft als das Wandern der Nullinie. Es ist leicht einzusehen, daß die Veränderlichkeit in der Lage der Nullinie mit zunehmender Belastung bei der Spannungsverteilung über den Querschnitt sehr zu beachten sein wird. Es soll daher an zwei charakteristischen Beispielen gezeigt werden, in welcher Weise das Wandern der Nullinie von der Belastung abhängig ist.

In Fig. 84 sind die Ergebnisse von Messungen aufgetragen, welche bei den auf S. 143—146 beschriebenen Lichterfelder Versuchen ausgeführt

Digitized by Google

wurden. Es handelt sich um rechteckige Querschnitte mit Eiseneinlagen auf der Zugseite. Die gemessenen Längenänderungen wurden auf den durch *a b c* gezogenen Horizontalen aufgetragen, in welchen die Meßstrecken lagen, deren Verkürzungen oder Verlängerungen gemessen wurden. Die Linien sind vor dem Auftreten von Rissen im Beton voll ausgezogen. Das Wandern der Nullinie wurde seitlich dadurch sichtbar gemacht, daß die Belastungen als Abszissen und die jeweilige Lage der Nullinie als Ordinate aufgetragen sind. Man ersieht aus Fig. 84, daß die Nullinie bei niedrigen Belastungen ziemlich tief liegt. Bei höheren Belastungen steigt sie, und beim Auftreten der ersten Risse an der Zugseite wird sie ziemlich stark

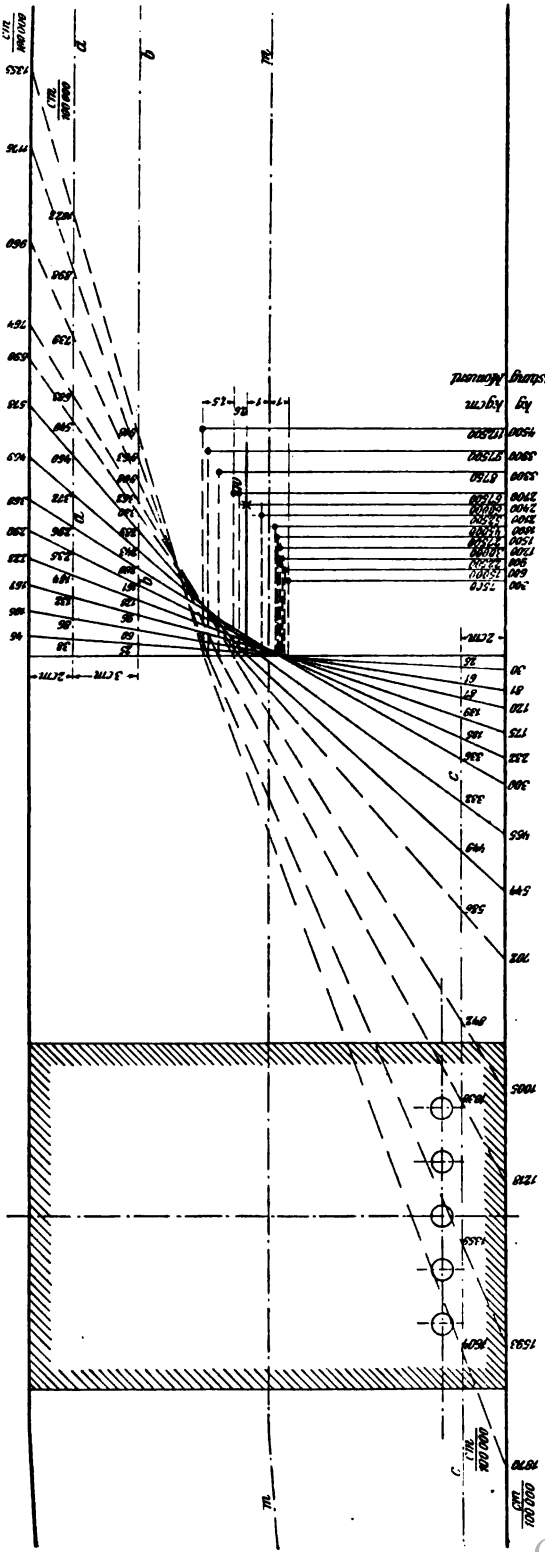


Fig. 84. Das Wandern der Nullinie bei rechteckigen Eisenbetonquerschnitten. (× . . . erster Riß.)

Digitized by Google

nach oben gerückt. Nach Erreichung eines Maximums ändert sie ihre Lage nicht wesentlich. Beim Entlasten der Versuchsbalken sinkt die Nullinie wieder. Ihre Lage pendelt um die mit $m\,m$ bezeichnete Mittellinie des Balkens je nach der Belastung oder Entlastung. Daß die Rißbelastung auf die Lage der Nullinie Einfluß hat, ist leicht erklärlich, wenn man bedenkt, daß die Druckzone des Betons um so kleiner wird, je länger die Risse werden.

Bei T-förmigen Querschnitten ergibt sich ein ganz ähnliches Bild. Man sieht auch hier, wie mit dem Auftreten der ersten Risse im Beton eine plötzliche Steigerung der Nullinie verbunden ist (siehe Fig. 93 auf S. 267).

In diesem Fall ist die Lage der Nullinie für den T-förmigen Querschnitt ziemlich tief unterhalb der Platte gelegen, weil die Plattenbreite im Vergleich zum Steg verhältnismäßig klein ist. (Die Breite der Platte war nur 60 cm bei einer Stegbreite von 25 cm.) Je größer die Breite der Platte im Verhältnis zur Stegbreite wird, desto mehr nähert sich die Nullinie der Platte auch vor dem Auftreten der Risse im Beton.

Wir ersehen aus diesen beiden Beispielen, daß man bei Berechnung der Lage der Nullinie sowohl im rechteckigen als auch im T-förmigen Querschnitt einen Unterschied zu machen haben wird, für welche Belastung dies zu geschehen hat. Bei einer Belastung, bei der die Zugfestigkeit des Betons noch nicht erreicht ist, wird man für die Entfernung der Nullinie von der Oberkante einen größeren Wert erhalten, als bei einer Belastung, bei der die Zugfestigkeit bereits erschöpft ist und Risse in der Zugzone des Betons vorhanden sind.

2. Spannungsverteilung im Querschnitt.

Wir haben schon vorher gesehen, daß für Beton das Hooksche Gesetz nicht gilt. Es ist nach dem vorher Gesagten einzusehen, daß auch das Naviersche Spannungsverteilungsgesetz (Geradliniengesetz) für Beton- und Eisenbetonquerschnitte nicht gelten kann. In Fig. 85 sind für eine bestimmte Belastung verschiedene Spannungsverteilungslinien eingetragen. Im folgenden wollen wir die Spannungslinien vergleichen, die für dieselbe Belastung eingetragen sind unter der Annahme, daß die Randspannungen σ_{bd} und σ_{bz}, ferner die Lage der Nullinie $n\,n$ für alle gleichbleibt.

Die Linie $a\,a_1$ (voll ausgezogen) entspricht der aus Versuchen ermittelten Spannungsverteilung. Sie wird erhalten, wenn man in Fig. 83 zu den Längenänderungen ε die entsprechenden Spannungen σ aufträgt. σ wird aus ε mit Hilfe von Elastizitätsmessungen bestimmt, wie dies auf S. 48—54 gezeigt wurde. Die Linie $a\,a_1$ stellt die in dieser Weise aus den Versuchen mit rechteckigen Eisenbetonbalken ermittelte wirk-

Digitized by Google

liche Spannungsverteilung über den Querschnitt dar. Wir sehen, daß die Randspannungen σ_{bd} auf Druck und σ_{bz} auf Zug sehr verschieden sind. Wir sehen ferner, daß die Spannungsverteilungslinie im Druckquerschnitt anders geformt ist als im Zugquerschnitt, was nach dem im ersten Abschnitt Gesagten nicht überraschen kann. Verbindet man den Punkt A' mit B' durch eine gerade Linie, so würde die Linie $A'O'B'$ die Spannungsverteilung darstellen, wenn man die beiden Randspannungen allein aus den Versuchen bestimmen würde. Wir ersehen daraus, daß die Spannungen in den äußersten Fasern bei Annahme einer geradlinigen Verteilung über den Querschnitt zu einem richtigen Bild von der Spannungsverteilung nicht genügen.

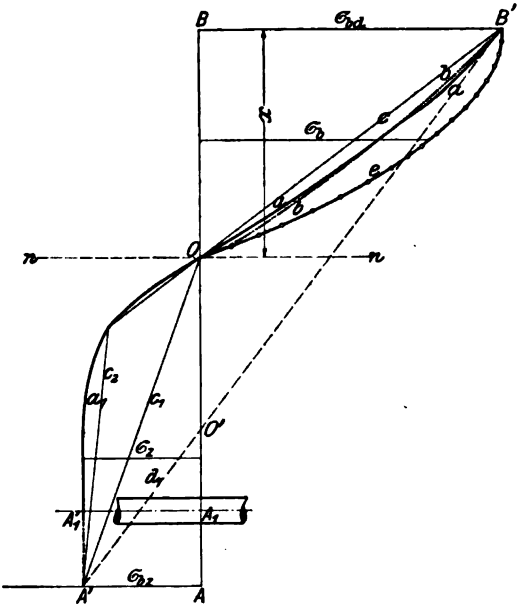


Fig. 85. Verteilung der Spannungen in einem rechteckigen Eisenbetonquerschnitt.

Es liegt nahe, das aus Versuchen bestimmte Spannungsbild durch Linien zu ersetzen, welche es ermöglichen, die Verteilung der Spannungen über dem Querschnitt durch ein Gesetz auszudrücken. Die Linie b entspricht dem Potenzgesetz, das zum erstenmal von Bülfinger im Jahre 1729 und Hodgkinson im Jahre 1822 in der Form $\varepsilon = \alpha \cdot \sigma^m$ vorgeschlagen wurde. Im Jahre 1897 sind die Koeffizienten m von Bach-Schüle für verschiedene Betonmischungen bestimmt worden (siehe S. 48). Wir sehen, daß die nach dem Potenzgesetz aufgetragene Linie $b\,b$ sich der Linie $a\,a$ ziemlich gut anpaßt.

Die Spannungsverteilungslinie nach dem hyperbolischen Gesetz, welches von Cox im Jahre 1850 und Lang im Jahre 1896 in der Form $\sigma = \frac{E\varepsilon}{1+\beta\varepsilon}$ vorgeschlagen wurde, paßt sich noch besser der aus den Messungen bestimmten Linie $a\,a$ an.

Sonach wäre für die Spannungsverteilung eine Gleichung gegeben, wenn man entweder das Potenzgesetz oder das hyperbolische Gesetz

Digitized by Google

anwenden würde. Es hat auch nicht an Versuchen gefehlt, die Biegungstheorie für Eisenbetonträger mit Hilfe dieser beiden Gesetze aufzustellen. Zum erstenmal hat es der holländische Forscher Sanders versucht, das Potenzgesetz bei der Verteilung der Spannungen in der Druck- und in der Zugzone der Berechnung zugrunde zu legen. Später hat Baurat Franke einen Weg gezeigt, wie mit Hilfe des hyperbolischen Gesetzes die Spannungen im Beton berechnet werden könnten.

Beide liefern ein sehr umständliches Rechnungsverfahren, und die Ergebnisse sind nicht genauer als bei Annahme eines einfacheren Spannungsgesetzes.

Deshalb sind noch verschiedene Vorschläge gemacht worden, welche für die Spannungsverteilung einfachere Annahmen machen. Neumann schlug vor, daß für Zug und Druck eine durchlaufende gerade Linie angenommen wird. Melan nahm für Zug und Druck zwei verschiedene Linien an, die in Fig. 85 durch $c\,c_1$ dargestellt sind. Da das elastische Verhalten von Beton für Zug und Druck verschieden ist, wie schon früher gezeigt wurde, ist die Melansche Annahme richtiger. Ostenfeld und Thullie schlugen zwei Linien vor, die sich in der Zugzone schneiden, wie dies durch c—c_2 angedeutet ist. Dadurch sollte die Spannungsverteilung auf der Zugseite besser der wirklichen Spannungslinie a angepaßt werden.

Endlich ist noch zu erwähnen, daß von Ritter für die Spannungsverteilung eine Parabel vorgeschlagen wurde, deren Scheitel in B' liegt. Wir sehen, daß diese mit e bezeichnete Spannungsverteilungslinie von der Linie a in diesem Falle ganz erheblich abweicht.

Die Vorschläge für die Spannungsverteilungslinien auf der Zugseite gelten für Eisenbeton ebenso wie für reinen Beton, solange die Eiseneinlagen in der Zugzone nicht zur Wirkung kommen, das ist, solange als im Beton auf der Zugseite noch keine Risse vorhanden sind. Sobald jedoch infolge der Biegungsmomente die Zugfestigkeit des Betons überwunden wird, und die Eiseneinlagen teilweise oder ganz die Zugspannungen im Querschnitt aufzunehmen haben, muß sich das Spannungsbild auf der Zugseite ändern.

3. Der Einfluß der Belastung auf die Spannungsverteilung in rechteckigen und T-förmigen Querschnitten.

Ein klares Bild von dem Zusammenhang zwischen äußeren und inneren Kräften, von der Änderung des Querschnittes und der Lage der Nullinie, ferner über die Verteilung der Spannungen auf Beton und Eisen erhält man mit Hilfe von Versuchen.

Wir wollen an zwei Beispielen zeigen, in welcher Weise mit Hilfe von Feinmessungen die Möglichkeit gegeben ist, nicht nur die Ver-

Digitized by Google

teilung, sondern auch die Größe der Normalspannungen in einem auf reine Biegung beanspruchten Eisenbetonquerschnitt zu bestimmen.

Trägt man ${}_1\varepsilon_d$ und ${}_2\varepsilon_d$, die gemessenen Verkürzungen, und ε', die gemessene Verlängerung in Fig. 86a auf, so erhält man die Lage des Querschnittes AB nach der Biegung in der Linie uno. Damit ist auch der Abstand der Nullinie von der Oberkante x gegeben. In Fig. 86b ist die Spannungsverteilungslinie UNO derart gezeichnet, daß die entsprechenden Spannungen ${}_1\sigma_d$, ${}_2\sigma_d$ und σ_z' in der gleichen Höhe aufgetragen wurden. Die Größe von σ ist aus den Elastizitätsmessungen an Betonprismen von derselben Mischung entnommen, wie sie in Fig. 6 und 7a aufgetragen sind. Man kann hier direkt zu jeder Längenänderung die dazu gehörige Spannung abgreifen.

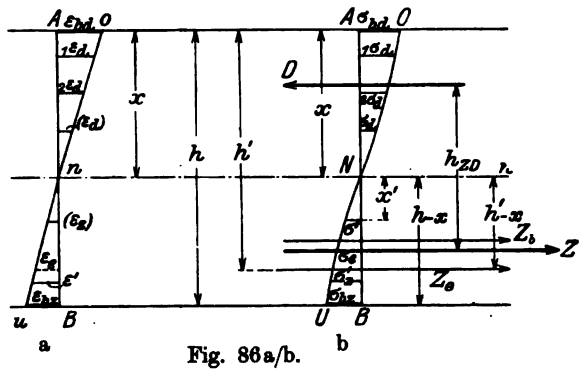


Fig. 86a/b.

Daß man berechtigt ist, die aus den Elastizitätsmessungen sich ergebenden Spannungen auch für die Messungen an den Balken zu übertragen, ist durch die Lichterfelder Versuche festgestellt worden. Man fand dort für das Verhältnis der bleibenden zu den totalen Verkürzungen (für Druckspannungen im Beton unter 130 kg/qcm) 10—18%; die Messung der Verkürzungen an den Balken ergab innerhalb der gleichen Druckspannungen im Beton auch 10—20%. Eine ähnliche Übereinstimmung ist auch bei den Zugelastizitätsmessungen und bei den Messungen der Verlängerungen des Betons am Balken gefunden worden. Dieser Vergleich zeigt, daß die für die Betonspannungen maßgebenden elastischen Längenänderungen an den Prismen und an den Balken sich innerhalb derselben Grenzen bewegen. Deshalb darf man für die an den Balken gemessenen Längenveränderungen die dazu gehörigen Spannungen aus den Elastizitätsmessungen an Prismen übernehmen.

Man wird bei Eisenbetonquerschnitten im allgemeinen verschiedene Stadien betrachten müssen, um sich ein klares Bild von der Spannungsverteilung zu machen.

Das erste Stadium ist in Fig. 86 dargestellt, wo die Spannungslinie ONU sich ihrer ganzen Länge nach bestimmen läßt, weil die Randspannung σ_{bz} sich noch aus den Zugelastizitätsmessungen ergibt. Die Linie UN läßt sich vollständig bestimmen; den Längenänderungen

Digitized by Google

${}_1\varepsilon_d$, ${}_2\varepsilon_d$, ε' entsprechen die Elastizitätsmoduli ${}_1E_d$, ${}_2E_d$ und E_z, die aus den Vorversuchen ermittelt wurden. Es ist sonach:

$${}_1\sigma_d = \frac{{}_1E_d\,\varepsilon_d}{l}\ (l \ldots \text{Meßlänge}),$$

$${}_2\sigma_d = \frac{{}_2E_d\,{}_2\varepsilon_d}{l} \quad \text{und allgemein} \quad \sigma_d = \frac{E_d(\varepsilon_d)}{l}.$$

Die Kurve für die Druckspannungen läßt sich genau ermitteln, weil die Beziehungsgleichung $\sigma_d = \frac{E_d(\varepsilon_d)}{l}$ durch die Voruntersuchungen festgelegt wurde.

Die Randspannung ergibt sich als

$$\sigma_{bd} = \frac{E_{bd}\,\varepsilon_{bd}}{l}.$$

Die Druckkraft im Beton, die Mittelkraft der Druckspannungen, ist gleich dem Flächeninhalt ANO

$$D = \int_0^a \sigma\,dx.$$

Eine ähnliche Beziehungsgleichung besteht für die Zugspannungen im Beton:

$$\sigma' = \frac{E_z'(\varepsilon_z)}{l}\ (E_z' \ldots \text{Elastizitätsmodul für Zug}).$$

Die größte Zugspannung im Querschnitt ist

$$\sigma_{bz} = \frac{E_{bz}\,\varepsilon_{bz}}{l}$$

und die Zugkraft im Beton gleich dem Flächeninhalt NUB, also:

$$Z_b = \int_0^{h-x} \sigma'\,dx'.$$

Z_e, die Zugkraft des Eisens auf 1 cm Breite, ist

$$Z_e = \frac{\sigma_e F_e}{b}$$

wenn F_e = Gesamtquerschnitt der Armierung,
b = Breite des Balkens,
σ_e = spezifische Zugspannung im Eisen.

Aus der Gleichgewichtsbedingung $D = Z_b + Z_e$ ergibt sich

$$Z_e = D - Z_b,$$

und die spezifische Spannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{b\,Z_e}{F_e}.$$

Digitized by Google

Da das Eisen vor dem Eintreten von Rissen dieselben Verlängerungen mitmachen muß, wie der Beton, ergibt sich eine Kontrolle für σ_e aus

$$\sigma_e = \varepsilon_e E_e;$$

E_e = Elastizitätsmodul des Eisens (aus den Vorversuchen bekannt).

Die Zugkraft Z ist sonach

$$Z = Z_b + Z_e.$$

Die Lage von Z läßt sich aus Z_e und Z_b bestimmen, und als Kontrolle kann man h_{ZD}, den Abstand zwischen Zug- und Druckkraft, aus dem Biegungsmoment M der äußeren Kräfte rechnen, das auf die Breite von 1 cm entfällt. $M = Dh_{ZD} = Zh_{ZD}$ daraus;

$$h_{ZD} = \frac{M}{D} = \frac{M}{Z}.$$

Auf diese Weise lassen sich sowohl die größten Spannungen für Zug und Druck im Beton und in den Eiseneinlagen, als auch der Abstand h_{ZD} von Zug- und Druckmittelpunkt direkt aus den Messungen ermitteln.

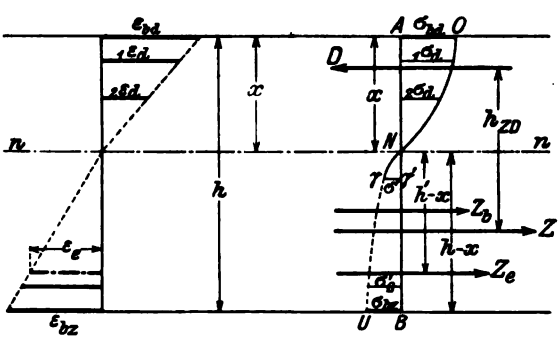


Fig. 87.

Das zweite Stadium (Fig. 87).

Die Linie ONU kann aus den direkten Zugelastizitätsmessungen nur bis $\gamma\gamma'$ genau bestimmt werden; aber es sind im Beton noch keine Risse aufgetreten. In diesem Falle hilft man sich wie folgt:

σ_{bd} und D werden wie im vorhergehenden Falle bestimmt; es wird

$$\sigma_e = \varepsilon_e E_e \quad \text{und} \quad Z_e = \frac{\sigma_e F_e}{b}.$$

Nun läßt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

$$D = Z_e + Z_b$$

$$Z_b = D - Z_e \text{ berechnen.}$$

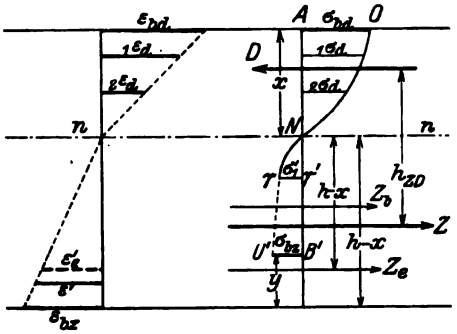
Aus Z_b läßt sich die Fläche $UBN = Z_b$ ergänzen; damit ist auch die Linie NU bekannt, und es lassen sich die anderen Werte wie im Falle a ermitteln.

Das dritte Stadium (Fig. 88).

Nach dem Auftreten von Rissen im Beton.

Digitized by Google

Aus den Messungen läßt sich die Druckkraft im Beton D und σ_{bd} bestimmen; vom Beton auf der Zugseite wirkt nur noch der über den Rissen befindliche Teil mit.



Es wird

$$Z_b = \int_0^{h-x-y} \sigma' \, dx'$$

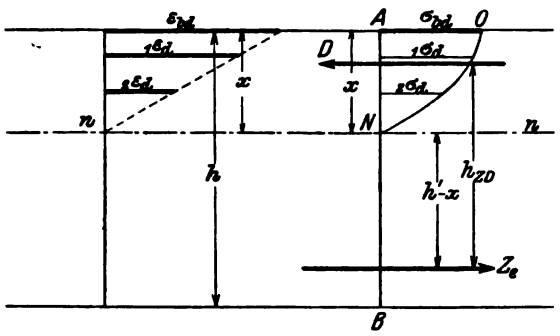
und

$$\sigma_{bz} = \frac{\varepsilon' E_z}{l}.$$

Der weitere Vorgang ist der gleiche wie bei den vorhergehenden Fällen.

Das vierte Stadium (Fig. 89). Die Risse im Beton reichen bis in die Nähe der Nullinie.

Aus den Messungen läßt sich nur mehr σ_{bd} und D mit Sicherheit bestimmen; von einer Mitwirkung des Betons auf Zug kann nicht mehr gesprochen werden, und die Eisenspannungen lassen sich nicht direkt aus den Spiegelmessungen ermitteln. Der Abstand h_{ZD} ergibt sich jetzt als der Abstand des Druckmittelpunktes von der Achse der Eiseneinlagen; und die Gleichgewichtsbedingung wird durch die Gleichung $D = Z = Z_e$ erfüllt; daraus wird



$$\sigma_e = \frac{b Z_e}{F_e}$$

gerechnet.

Diese vier Fälle müssen streng auseinandergehalten werden, um möglichst genaue Resultate zu erhalten.

Das allgemeine Verfahren wurde an zwei Beispielen (Fig. 90) durchgeführt. Für den rechteckigen Querschnitt wählen wir die auf S. 142 bis 146 beschriebenen Versuche mit Eisenbetonbalken, bei welchen die Längenänderungen und die Durchbiegungen mit zunehmender Belastung in der in Fig. 41 ersichtlichen Weise gemessen wurden.

Digitized by Google

Für 5 charakteristische Belastungen:

Für eine Belastung	$2P = 600$ kg
Für eine Belastung	$2P = 1200$ „
Für eine Belastung kurz vor dem Auftreten der Risse	$2P = 1800$ „
Für eine Belastung nach dem Auftreten der Risse	$2P = 2400$ „
Für eine hohe Belastung in der Nähe des Bruchstadiums	$2P = 4500$—5100 kg

Auf die Linien aa', bb', cc' werden die bei jeder Belastung gemessenen elastischen Längenänderungen (die Differenz zwischen der gesamten und bleibenden) aufgetragen. Die Verbindungslinie der beiden oberen Punkte gibt den Punkt n, die Lage der Nullinie, der mit dem dazugehörigen Punkt auf der Zugseite in cc' verbunden wurde. Dies wurde für alle 5 Stadien durchgeführt, und ergab die Lage des Querschnitts mit zunehmender Belastung mit *I*, *II*, *III*, *IV* und *V* bezeichnet. Hieraus wurden in der angegebenen Weise für die 5 charakteristischen Belastungen die Spannungen bestimmt. Die Größe und Lage der Druckkraft D und der Zugkraft Z_b im Beton ist graphisch ermittelt worden, wie dies in Fig. 90 gezeigt wird.

Die Größe der Randspannungen σ_{bd} und σ_{bz} können aus dieser Darstellung direkt abgelesen werden. Mit Hilfe von Kräfte- und Seilpolygon für jedes einzelne Belastungsstadium ist es auch möglich, die Größe und Lage von Zug- und Druckkraft einwandfrei zu bestimmen.

Dieses Beispiel zeigt, welchen Einfluß die Lage der Nullinie auf die Verteilung von Zug- und Druckkraft im Querschnitt und auf die Lage von Zug- und Druckmittelpunkt ausübt. Mit dem Steigen der Nullinie bei zunehmender Belastung wird auch der Abstand h_{ZD} von Zug- und Druckkraft, der Hebelsarm für das Moment der inneren Kräfte, größer. Am größten wird h_{ZD}, wenn die Mitwirkung des Betons auf Zug nicht mehr in Betracht kommt.

Will man die der Bruchlast entsprechenden größten Spannungen bestimmen, so kann dies in angenäherter Weise wie folgt geschehen:

In Fig. 91 sind als Ordinaten die Belastungen entsprechend den angenommenen Belastungsstufen aufgetragen, als Abszisse die dazugehörigen Randspannungen im Beton. Soweit die Linie voll ausgezogen ist, entspricht sie den Ergebnissen der Versuche. Wenn wir den letzten Teil, der zwischen der Belastung 2400 und 5100 kg liegt, verlängern, wie dies durch die gestrichelte Linie angedeutet ist, so ergibt sich in dem Schnitt mit der Horizontalen bei 7150 kg (der Bruchbelastung) eine Ordinate, welche angenähert gleich ist der Größe der Betondruckspannung beim Bruch.

Will man noch das Eigengewicht und die Belastung, die durch den Maschinenaufbau hervorgerufen ist, berücksichtigen, so muß die Schau-

Digitized by Google

linie nach der anderen Seite vom Ursprung entsprechend verlängert werden.

In ähnlicher Weise ist in Fig. 92 die Schaulinie für die Spannungen im Eisen aufgetragen. Auch hier kann durch gradlinige Verlängerung bis zur Bruchlast die beim Bruch auftretende Spannung bestimmt werden.

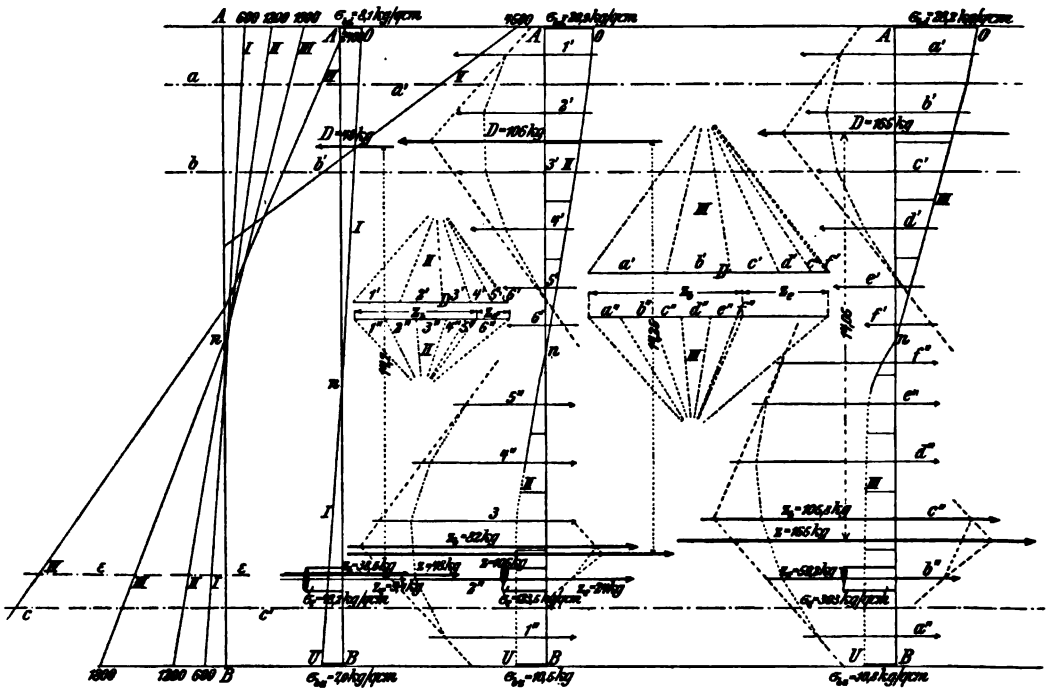


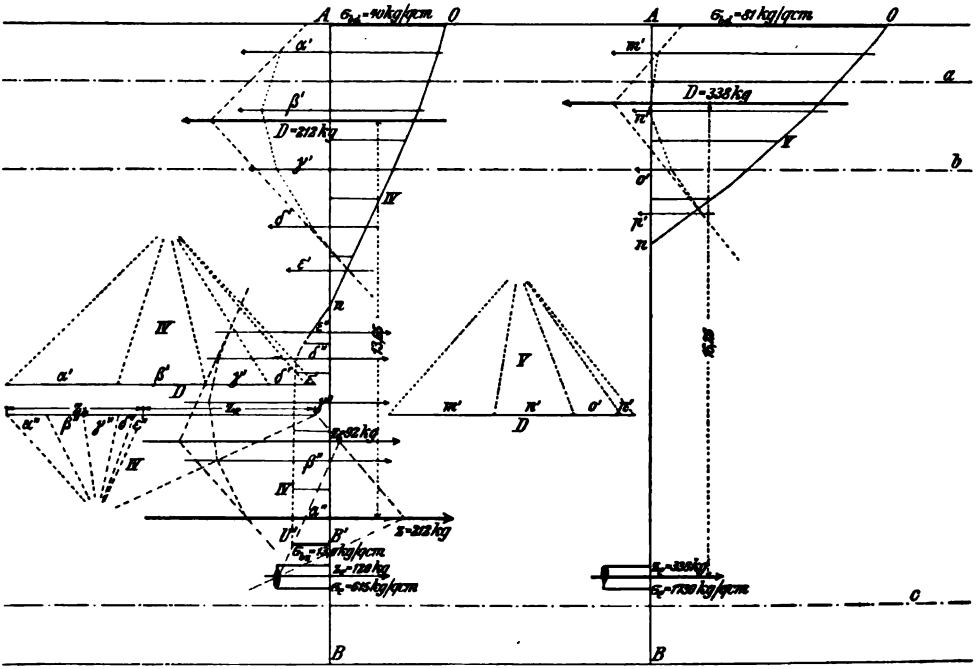
Fig. 90. Spannungsverteilung mit zunehmender Belastung

Dasselbe Verfahren wurde vom Verfasser für den T-förmigen Querschnitt nach Fig. 81 angewendet. Aus den Dresdener Versuchen wurden mit Hilfe der Feinmessungen für verschiedene Belastungen die Änderung des Querschnittes, die Wanderung der Nullinie und die Spannungsverteilung, endlich auch die Größe der im Beton und im Eisen auftretenden Zug- und Druckspannungen bestimmt, wie dies in Fig. 93 dargestellt ist.

Im vorstehenden ist gezeigt worden, in welcher Weise an einem rechteckigen und T-förmigen Querschnitt im Falle reiner Biegung die Verteilung und die Größe der Normalspannungen be-

Digitized by Google

stimmt wurden. Hierbei wurden nur die Ergebnisse der Feinmessungen verwendet ohne Heranziehung irgendeiner Berechnungsmethode. Das Verfahren schaltet bis auf zulässige Grenzen diejenigen Fehlerquellen aus, die bei der Berechnung nicht zu umgehen sind, d. i. die Annahme für die Lage der Nullinie, die Form des Querschnittes, ebenso die Spannungsverteilung nach der Biegung. Je größer



IV. Stadium
2 P = 2400 kg
(nach dem Auftreten der Risse)

V. Stadium
2 P = 4500 kg

bei rechteckigem Querschnitt, direkt aus Messungen abgeleitet.

die Zahl der Meßstellen in dem Querschnitt ist, desto genauer werden die Endergebnisse.

Jedenfalls bietet uns das Verfahren die Möglichkeit, den Zusammenhang zwischen äußeren und inneren Kräften genau zu verfolgen, und diejenigen Annahmen zu machen, die am zweckmäßigsten der Berechnung der Normalspannungen zugrunde gelegt werden müssen.

Wir werden später bei der Aufstellung einer Theorie der Berechnungen noch darauf zurückkommen.

Digitized by Google

4. Wirkung der Eiseneinlagen als Verstärkung der Zugzone.

Die weitaus wichtigste Aufgabe der Eiseneinlagen im Eisenbeton besteht darin, den Widerstand der auf Zug beanspruchten Querschnittsteile zu erhöhen. Gelegentlich der Besprechung der Dehnungsfähigkeit von Eisenbeton ist schon darauf hingewiesen worden, wie wichtig eine richtige Verteilung der Eiseneinlagen über den Querschnitt ist. Wir haben gesehen, daß die Dehnungsverteilung um so günstiger, daß die Rißbelastung um so höher wird, je besser der Eisenquerschnitt über die Zugzone verteilt wird. Dies erreicht man z. B. dadurch, daß bei einem bestimmten Querschnitt eine größere Anzahl von Eiseneinlagen mit kleinerem Durchmesser verwendet wird. Die Wirkung der Verteilung

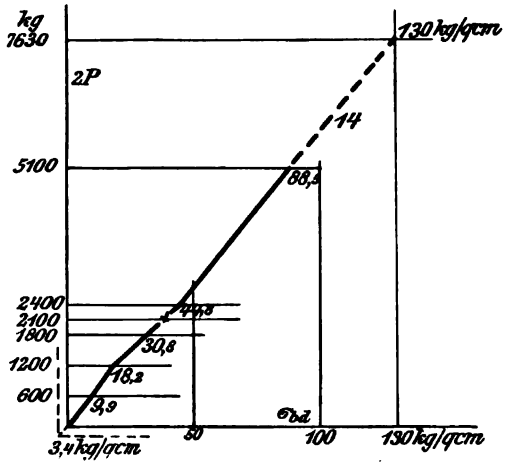


Fig. 91. Schaulinie der Druckspannungen im Beton für verschiedene Belastungsstadien.

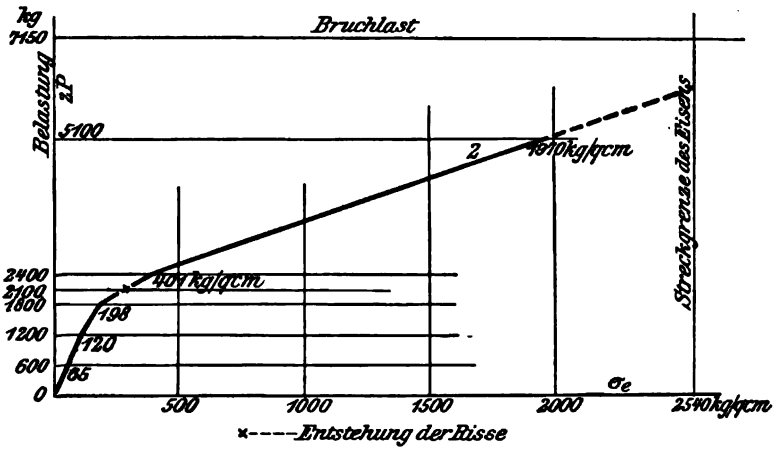


Fig. 92. Schaulinien für die Eisenspannungen bei verschiedenen Belastungsstadien.

der Eiseneinlagen über die Zugzone zeigt sich am besten in der Form der Zugrisse. Wenn im Falle reiner Biegung die Zugfestigkeit des Betons überwunden wird, so entstehen Risse (Zugrisse), die an der Unterfläche

Digitized by Google

senkrecht zur Achse des Balkens verlaufen. Eine Beobachtung dieser Risse bei verschiedenen Balkenversuchen zeigt deutlich den Einfluß der Verteilung der Eiseneinlagen. In Fig. 94 sind zwei Abbildungen aus den Bachschen Versuchen dargestellt. Bei einer verhältnismäßig großen Balkenbreite wurde nur ein starkes Rundeisen in der Mitte als Bewehrung verwendet. Es zeigte sich, daß die Risse zuerst an den Kanten entstanden, was darauf zurückzuführen ist, daß dort keine Eiseneinlagen vorhanden waren. Die Weiterbildung der Risse war von der Breite der Versuchsbalken abhängig. Das sieht man bei Balken 12 in Fig. 94; bei der geringeren Breite verlaufen die Risse regelmäßiger als bei Balken 19 mit der größeren Querschnittsbreite. Bei letzteren gehen nur die Bruchrisse an

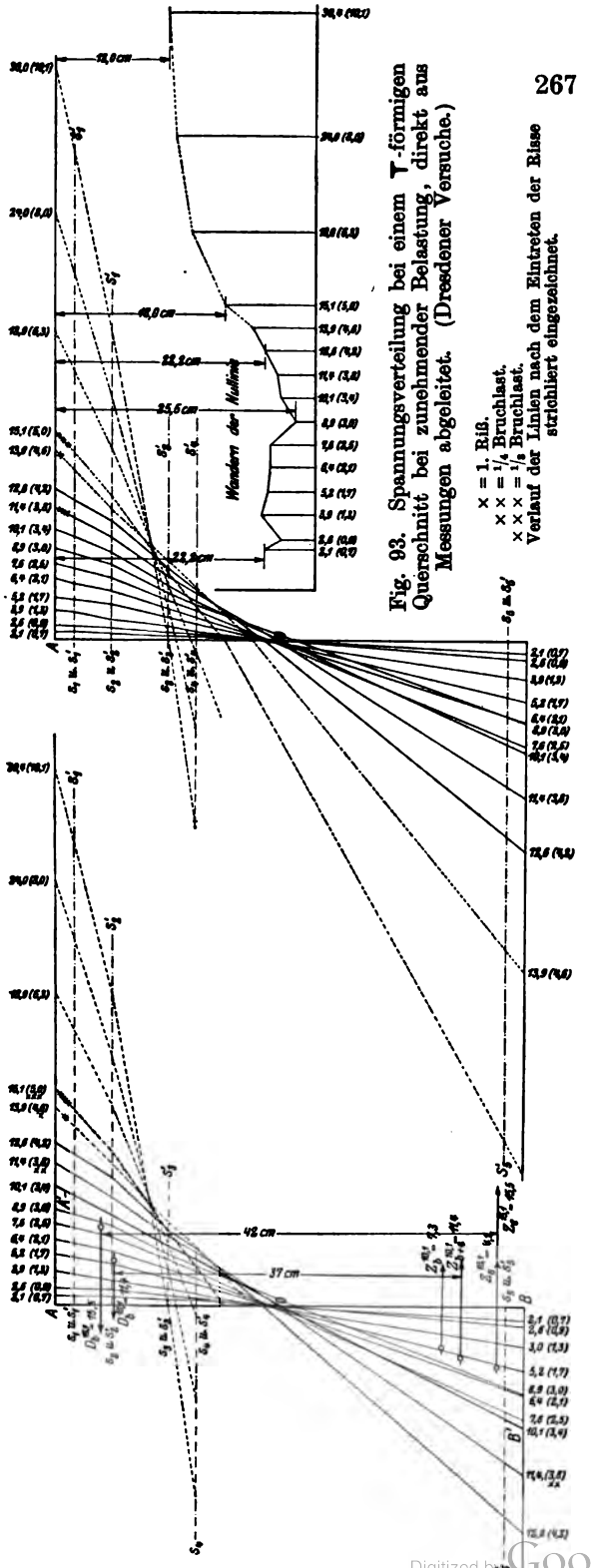


Fig. 93. Spannungsverteilung bei einem T-förmigen Querschnitt bei zunehmender Belastung, direkt aus Messungen abgeleitet. (Dresdener Versuche.)
× = 1. Riß.
×× = 1/4 Bruchlast.
××× = 1/2 Bruchlast.
Verlauf der Linien nach dem Eintreten der Risse strichliert eingezeichnet.

Digitized by Google

der Balkenunterfläche durch; die Risse bilden sich einseitig und sind nicht in demselben Querschnitt durchlaufend. Bei Balken 12, wo das Verhältnis der Bewehrung zur Breite des Balkens günstiger ist, kann man

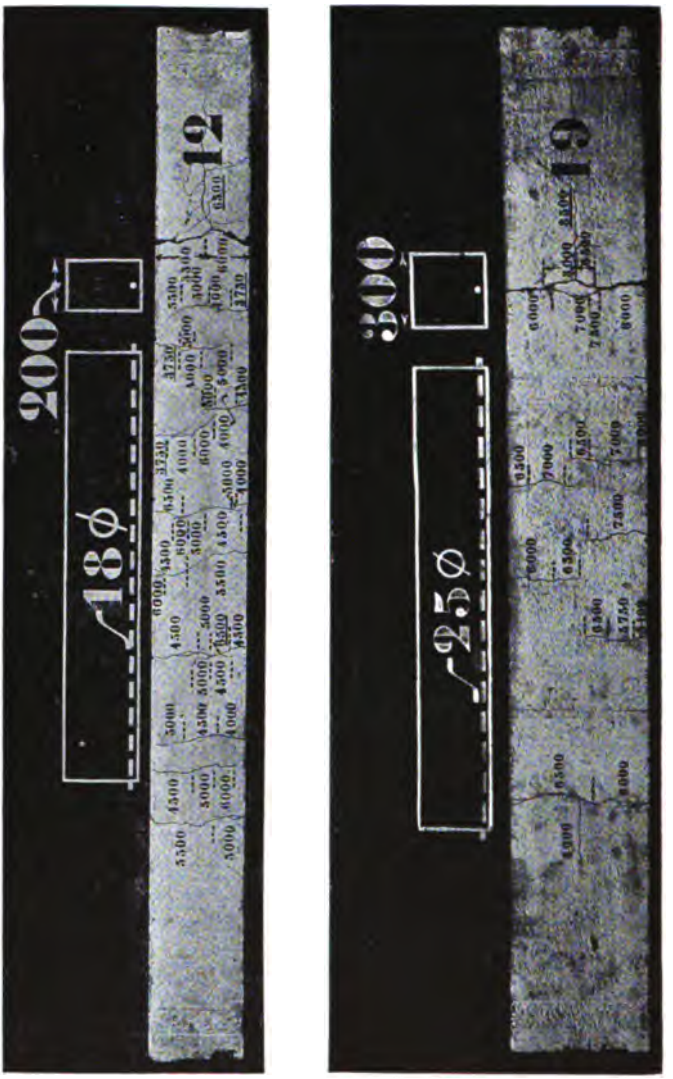


Fig. 94. Rißbildung an der Unterfläche von Eisenbetonbalken. (Versuche von Baeh.)

schon beobachten, daß einige Risse an der Unterfläche vollständig durchlaufen.

Vergleicht man dann die Unterfläche von Balken 25 aus den in Lichterfelde ausgeführten Versuchen (Fig. 95), so wird man finden, daß

Digitized by Google

die bessere Verteilung des Eisenquerschnittes über die Zugzone (es sind hier fünf Rundeisen auf die Balkenbreite von 16 cm verteilt) einen viel günstigeren Einfluß auf die Rissebildung hat. Die Risse sind alle durchgehend von einer Kante zur anderen und ihre Richtung ist vorwiegend senkrecht zur Achse des Balkens, was als Beweis einer gleichmäßigen Beanspruchung angesehen werden kann. Daraus folgt, daß man die Eisenanlagen in der Zugzone gleichmäßig über die ganze Breite verteilen, daß man ferner die äußersten Eiseneinlagen möglichst nahe der Kante anordnen soll, wenn man die günstigste Wirkung erzielen will.

Ferner ist zu beachten, daß der Abstand der Eiseneinlagen voneinander nicht zu gering ist, damit eine gute Umhüllung aller Eiseneinlagen stattfinden kann. Als geringste zulässige Entfernung kann man die Stärke des Eisendurchmessers d ansehen.

Die Mitwirkung der Eiseneinlagen zur Aufnahme der Normalspannungen (Zugspannungen) erkennt man am besten, wenn man die in Fig. 92 dargestellte Schaulinie für die aus den Versuchen ermittelten Eisenspannungen verfolgt. Bei niedrigen Belastungen, vor dem Auftreten der Risse, ist die Spannungszunahme verhältnismäßig gering. Im Stadium der ersten Rißbildung (das Auftreten der Risse ist in Fig. 92 mit einem Kreuz bezeichnet) macht die Linie eine starke Krümmung, d. h. daß die Zugspannungen im Eisen sich stärker ändern, als vor dem Auftreten der Risse. Nach dem Auftreten der Risse, wenn der Beton keine Zugspannungen mehr aufzunehmen vermag, ist die Spannungsänderung am größten. Sie bleibt proportional der Belastung, bis die Spannungen im Eisen in die Nähe der Streckgrenze kommen.

Bei der Belastung von 5100 kg sieht man in Fig. 92, daß die Zugspannungen im Eisen 1970 kg/qcm betragen. Die Proportionalitätsgrenze des Eisens ist bereits überschritten, und mit zunehmender Belastung werden die bleiben-

Fig. 95. Rißbildung an der Unterfläche von Eisenbetonbalken bei guter Verteilung der Eiseneinlagen. (Lichterfelder Versuche.)

Digitized by Google

den Dehnungen des Eisens größer. Damit erfolgt auch eine Erweiterung der Risse, die sich aber beim Entlasten nicht mehr schließen können, wie bei niedrigeren Belastungen, wenn das Eisen noch keine bleibenden Verlängerungen erfährt. Überschreiten die Spannungen im Eisen die Streckgrenze, so tritt eine auffallende Erweiterung und eine Verlängerung der Risse ein, welche schließlich zur Zerstörung des Balkens führen.

Über die Weite der Risse mit zunehmender Belastung findet man in der Veröffentlichung von Bach-Graf (Heft 8, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton) einige interessante Messungen. Während beim Auftreten der Risse die Rißweite bei einem auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken von 1,50 m Spannweite und 25 × 30 cm im Querschnitt 0,12—0,2 mm betrug und dann bei je 1000 kg Belastung etwa 0,4 mm zunimmt, beträgt diese Zunahme in der Nähe des Bruches 1—$1^1/_2$ mm für je 1000 kg Belastung. Beim Bruch selbst betrug die Rißweite 4,7 bis 6,5 mm in zwei besonderen Fällen. In der Tat konnte man auch bei den letztgenannten Balken beobachten, daß bei der großen Rißweite eine vollständige Trennung des Betonquerschnittes erfolgte.

Die Zerstörung durch Überschreitung der Streckgrenze der Eiseneinlagen kann sich in zweifacher Weise äußern. Bei einer sehr niedrigen Querschnitthöhe kann durch Verlängerung der Risse eine vollständige Trennung des Betonquerschnittes eintreten, und der Eisenbetonbalken biegt sich stark durch. Bei einer großen Balkenhöhe wird durch die Erweiterung und Verlängerung der Risse der Druckquerschnitt des Betons verringert. Dadurch werden die Druckspannungen auf einen kleineren Querschnitt verteilt, und es ist möglich, daß unter diesen Umständen die Randspannung im Beton sehr bald die Druckfestigkeit des Betons erreicht. Der Druckquerschnitt des Betons wird dann zerstört, und deshalb ist auch vielfach die Bruchursache verwechselt worden. Man hatte in solchen Fällen die Überwindung der Druckfestigkeit des Betons als Bruchursache bezeichnet. In Wirklichkeit aber war die Überwindung der Streckgrenze im Eisen und die dadurch hervorgerufene Verkleinerung des Drucksquerschnittes die Bruchursache.

Bei der Bestimmung der Zugspannungen im Eisen darf man die beim Entlasten durch die bleibenden Dehnungen im Beton verursachten bleibenden Zugspannungen im Eisen nicht unbeachtet lassen. Beim Entlasten eines auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalkens kehrt der Beton nicht in seinen Anfangszustand zurück; er behält, wie schon früher gezeigt wurde, eine ziemlich große bleibende Verlängerung. Dadurch erhalten auch die Eiseneinlagen in der Zugzone bleibende Zugspannungen, welche aber zum größten Teil durch die beim Schwinden des Betons entstehenden Druckspannungen (s. S. 128) aufgehoben werden.

Sonach geht aus diesen Angaben hervor, daß die Streckgrenze und nicht die Zugfestigkeit des Eisens für die Beurteilung der zulässigen

Digitized by Google

Spannungen in Betracht kommt. Zum erstenmal hat Schüle bei den im Jahre 1905 in Zürich durchgeführten Eisenbetonversuchen darauf aufmerksam gemacht. Die Versuche von Bach haben auch die Richtigkeit dieser Angaben bestätigt.

Die Wirtschaftlichkeit einer Eisenbetonkonstruktion ist mehr von der Bemessung des Eisen- als des Betonquerschnittes abhängig. Deshalb ist es sehr wichtig, zu erfahren, in welchem Maße die Eiseneinlagen die Verteilung der Normalspannungen in einem auf reine Biegung beanspruchten Querschnitt beeinflussen. Schüle hat durch Versuche an 1,50 m langen rechteckigen Eisenbetonbalken[1]) mit einem Querschnitt von 15 · 12 cm und einer Betonmischung von 270 kg Portlandzement auf 1 cbm Kies und Sand Versuche über den Einfluß der Eiseneinlagen auf den Sicherheitsgrad von Eisenbeton durchgeführt.

Die Eiseneinlagen waren derart angeordnet, daß eine Zerstörung der Balken unter der Einwirkung von zwei symmetrisch zur Mitte angeordneten Einzellasten nicht durch die Querkräfte, sondern durch die Biegungsmomente herbeigeführt werden sollte. Im ganzen wurden 10 Balken mit verschiedenen Eisenprozenten untersucht. Bezeichnet man in einem rechteckigen Querschnitt mit b die Breite, h die Höhe und h' den Abstand der Schwerlinie der Eiseneinlagen von der Oberkante als nutzbare Höhe, so wird $b \cdot h'$ als nutzbarer Betonquerschnitt bezeichnet und man pflegt den Eisenquerschnitt F_e in Prozenten des nutzbaren Querschnittes in der Form $\frac{F_e}{b \cdot h'} = \varphi$ anzugeben. Schüle hat für die Eiseneinlagen für φ 1,68—4,91% gewählt. Die Versuche zeigten, daß bis zu einer Bewehrung von 3% der Bruch derart erfolgte, daß mit der Überschreitung der Streckgrenze der Eiseneinlagen eine Erweiterung und Verlängerung der Zugrisse eintrat, wodurch ein Zerdrücken des verkleinerten Druckquerschnittes herbeigeführt wurde. Bei einem Eisengehalt über 3% wurde zuerst der Betondruckgurt an Stelle der größten Biegungsmomente zerstört, während gleichzeitig keine besondere Erweiterung der Zugrisse auftrat.

In Fig. 96 werden zwei charakteristische Bruchbilder aus den Schüleschen Versuchen gezeigt. Wir sehen bei den obersten Balken 2 mit $\varphi = 1{,}68\%$ die Zerstörung an der Stelle der größten Biegungsmomente durch Erweiterung und Verlängerung eines Zugrisses und eine Zerdrückung des dadurch verminderten Druckquerschnittes. Das Bruchbild von Balken 5 zeigt bei einem Eisengehalt $\varphi = 5\%$ eine Zerdrückung des Druckquerschnittes, während gleichzeitig keine auffallende Verlängerung und Erweiterung der Zugrisse an der gleichen Stelle auf-

[1]) Heft 13 der Mitteilungen der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt in Zürich, Verlag Speidl.

Digitized by Google

fällt. Das Bruchbild bei Balken 4 ist auf andere Ursachen zurückzuführen, die noch besprochen werden sollen.

Die Versuche Schüles zeigen an einem besonderen Beispiel, daß bis zu einem gewissen Eisengehalt die Druckfestigkeit des Betons beim Bruch nicht erreicht werden kann, mit anderen Worten, daß die Sicherheit der Konstruktion in diesem Falle durch die Streckgrenze des Eisens bedingt ist. Erst, wenn der Eisengehalt größer als 3% wird, wird der Druckquerschnitt im Beton zerdrückt, bevor die Streckgrenze des Eisens erreicht wird. In diesem Falle hängt die Sicherheit der Konstruktion von der Druckfestigkeit des Betons ab.

Denkt man sich an Stelle des rechteckigen Querschnitts einen T-förmigen Querschnitt, so wird die Grenze des Eisengehaltes, bis

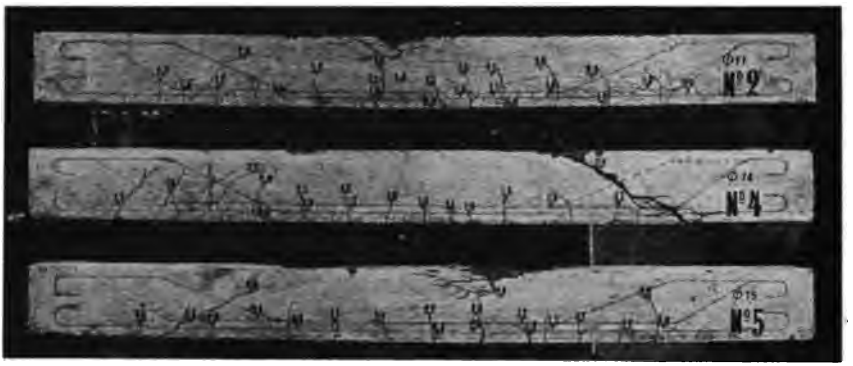


Fig. 96. Einfluß des Armierungsgehaltes auf die Zerstörung von Eisenbetonbalken. (Versuche von Schüle.)

zu dem die Streckgrenze des Eisens vor der Druckfestigkeit des Betons erreicht wird, noch höher liegen, da hier der Druckquerschnitt im Beton größer wird.

Man sieht aus den Schüleschen Versuchen, daß im Falle reiner Biegung bis zu einem sehr hohen Eisenprozentsatz die Sicherheit der Konstruktion von der Streckgrenze des Eisens abhängig sein wird, daß also die Druckfestigkeit des Betons nicht ausgenutzt werden kann. In der Tat kann man bei der Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf Biegung sehr oft die Beobachtung machen, besonders bei T-förmigen Querschnitten, daß die Druckspannungen im Beton unter den zulässigen Grenzen bleiben, wenn in den Eiseneinlagen die zulässige Spannung erreicht wird.

Die Schüleschen Versuche befassen sich mit einem ganz bestimmten Fall. Die Ergebnisse werden sich verschieben je nach der Spannweite, der Querschnittsausbildung und der Betonmischung, aber man kann auch aus diesen Versuchen die allgemeine Folgerung ziehen, daß bis zu einem

Digitized by Google

gewissen Eisengehalt die Sicherheit einer auf reine Biegung beanspruchten Konstruktion von der Streckgrenze des Eisens abhängig sein wird. Die wirtschaftlich günstigste Ausbildung eines Querschnittes wird sich dann ergeben, wenn der Eisenprozentsatz φ im Verhältnis zum nutzbaren Betonquerschnitt so gewählt wird, daß beim Eintreten des Bruches die Streckgrenze des Eisens und gleichzeitig die Druckfestigkeit des Betons erreicht werden. Bei rechteckigen Querschnitten, wie sie bei Platten vorkommen, wird sich dies durchführen lassen. Bei T-förmigen Querschnitten aber wird man im Falle wirtschaftlicher Ausnutzung der Eiseneinlagen bei Erreichung der zulässigen Spannung im Eisen für die Druckspannungen im Beton kleinere als die zulässigen Werte erhalten.

Um eine gute mechanische Verbindung der Eiseneinlagen mit dem Beton zu erhalten, ist es zweckmäßig, keine zu glatten Eisen, wenn möglich, mit Walzhaut zu verwenden. Ferner muß für eine gute Verankerung der Eiseneinlagen gesorgt werden, nicht nur für die nach der Druckzone aufgebogenen, sondern auch für die auf der ganzen Zugzone durchlaufenden Eiseneinlagen. Am besten erreicht man diese Verankerung durch Haken.

Bach hat für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton Versuche über den Einfluß der günstigsten Hakenform ausgeführt[1]). Die Versuche wurden an Balken von 1,50 m Spannweite und 30 × 30 cm Querschnitt ausgeführt. Die Betonmischung war dieselbe wie bei den bereits früher besprochenen Bachschen Versuchen. Die Belastungsanordnung ist in Fig. 97a, b u. c an drei typischen Beispielen zu sehen, bei welchen die Abbiegung der Eiseneinlagen in Form von rechtwinkligen, spitzwinkligen (unter 45°) und U-förmigen Haken gezeigt werden. Die letztgenannten U-Haken werden auch Considère-Haken genannt, da sie von Considère zum erstenmal angewendet wurden. Zum Vergleich wurden auch Balken hergestellt mit Eiseneinlagen ohne irgendwelche Abbiegungen an den Enden, und eine zweite Reihe von Balken, bei welchen Eisen mit Walzhaut verwendet wurden.

Die Ergebnisse der Versuche sind für die Praxis des Eisenbetons sehr wertvoll. Sie zeigen, daß bei Verwendung von rechtwinkligen Haken die Widerstandfähigkeit gegenüber Eiseneinlagen ohne Haken um 69%, bei Verwendung von spitzwinkligen Haken um 80% und bei Verwendung von U-Haken um 96% gesteigert wird. Sonach wird die günstigste Verankerung der Eiseneinlagen durch die U-Haken erreicht.

In Fig. 97d ist die Formänderung eines U-Hakens bei sehr hohen Belastungen dargestellt, wie sie aus Messungen bestimmt wurde. Die

[1]) Versuche mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen. Heft 9 der Veröffentlichungen des D. A. für Eisenbeton. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

Digitized by Google

gestrichelte Linie zeigt die Lage der Haken nach der Deformation. Man sieht daraus, daß dadurch sehr hohe Pressungen auf den Beton ausgeübt werden. Die Versuche haben gezeigt, daß sich diese Pressungen in einem Auseinandersprengen des Balkens äußern. Die Berechnung der Haken, falls eine solche in Ausnahmefällen notwendig werden sollte, müßte darauf Rücksicht nehmen, daß das zulässige Maß der Betonpressungen nicht überschritten wird.

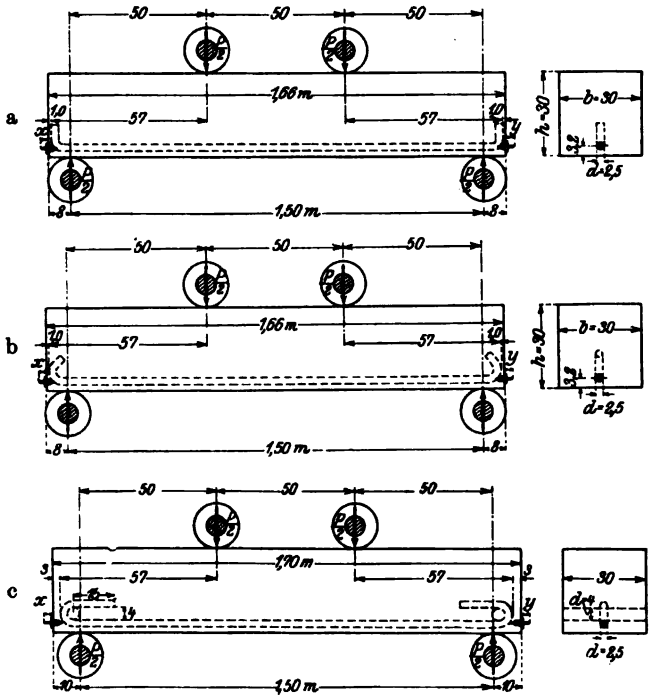


Fig. 97a, b und c. Versuche über die günstigste Verankerung der Eiseneinlagen (Versuche von Bach).

Bei Verwendung von Eiseneinlagen mit Walzhaut tritt eine weitere Steigerung der Höchstlast, 25—45%, ein; gegenüber Eiseneinlagen ohne Walzhaut. Diese Erscheinung deutet darauf hin, daß die beste Verankerung des Eisens im Beton dann erzielt wird, wenn eine Bewegung der Eiseneinlagen nach Möglichkeit verhindert wird. Durch die Versuchsergebnisse wird dies insofern bestätigt, als bei der Verwendung von Eisen mit Walzhaut die Risse sich bei zunehmender Belastung viel langsamer öffnen als bei Verwendung von glatten Eisen.

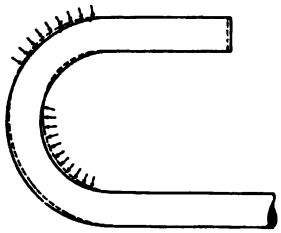


Fig. 97d. Deformation eines Hakens bei sehr hohen Belastungen.

Die Wirkung der verschiedenen Hakenformen beim Bruch äußert sich in verschiedener Weise. Die rechtwinkligen Haken werden aufgebogen und der Beton an den Stirnflächen abgesprengt. Es zeigte sich, daß die Absprengung des Betons unabhängig davon war, ob die abzusprengende

Digitized by Google

Betonschicht 1,3 oder 5 cm stark war. Bei den spitzwinkligen und U-förmigen Haken tritt beim Bruch ein Auseinandersprengen der Balkenenden ein. Verwendet man jedoch gleichzeitig Quereisen, wie dies in Fig. 97c ersichtlich ist, so findet kein Auseinandersprengen der Balkenenden statt, und die Eiseneinlagen werden bis zur Streckgrenze beansprucht. Will man daher bei sehr großen Zugkräften im Eisen die Pressung zwischen Eisen und Beton bei der Anordnung von Haken verringern, so ordnet man vielfach Verankerungen durch Quereisen oder Platten an. Eine besondere Berechnung der Haken kann in diesem Falle entfallen.

Bei großen Spannweiten kommt man sehr oft in die Lage, Eiseneinlagen an verschiedenen Stellen zu stoßen, besonders dann, wenn

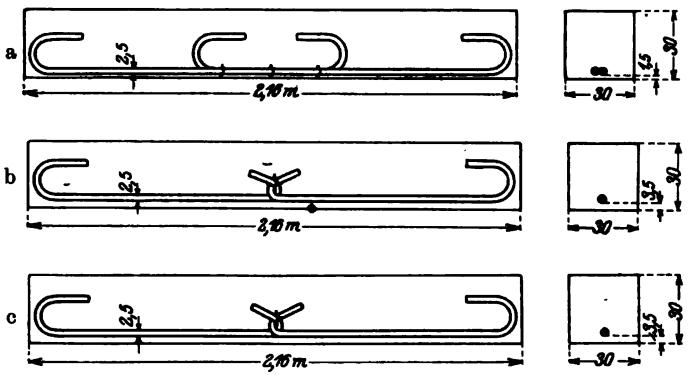


Fig. 98a, b und c. Versuche zur Ermittlung der günstigsten Stoßausbildung (von Scheit-Wawrziniok).

man nur Eiseneinlagen von einer beschränkten Länge zur Verfügung hat. Es ist dann notwendig, eine sichere Stoßverbindung zu schaffen. Man vermeide grundsätzlich die Anordnung der Stoßverbindungen an denjenigen Stellen, wo die größten Zugspannungen im Eisen auftreten, also an der Stelle der größten Biegungsmomente. Um die Güte der Stoßverbindungen zu beurteilen, sind im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Versuche durchgeführt worden, die von Scheit-Wawrziniok in Heft 14 veröffentlicht sind.

In Fig. 98a, b u. c sind drei Beispiele aus diesen Versuchen dargestellt. Wir sehen, daß die Probebalken bei einem Querschnitt von 30 × 30 cm mit Rundeiseneinlagen von 25 mm Durchmesser eine Spannweite von 2 m aufwiesen. Die Belastung erfolgte durch zwei Lasten, welche in einem Abstand von 1 m symmetrisch zur Mitte angeordnet waren. Die Versuche sollten Stoßausbildungen prüfen, welche einerseits durch einfache Überdeckung von zwei nebeneinanderliegen-

Digitized by Google

den Eisen und Umwicklung mit Bindedraht, andererseits durch hakenförmige Abbiegung an den Stoßstellen gebildet werden, wie sie in Fig. 98 dargestellt sind.

Es zeigte sich, daß bei gerade durchlaufenden Stoßverbindungen erst bei einer Überdeckung von 125 cm die Wirkung von durchlaufenden Eiseneinlagen erzielt werden kann. Bei Verwendung von hakenförmigen Stoßausbildungen nach Fig. 98a zeigte sich eine Vergrößerung der Tragfähigkeit, was damit zu erklären ist, daß dadurch der Eisenquerschnitt an Stelle der größten Biegungsmomente vergrößert wird. Die Stoßausbildung durch kurze Haken, die in Fig. 98b und c ersichtlich ist, hat sich als sehr ungünstig erwiesen. Allgemein zeigten diese Versuche, daß Stoßverbindungen mit Hakenausbildung denjenigen mit gerade durchlaufenden Eiseneinlagen überlegen sind.

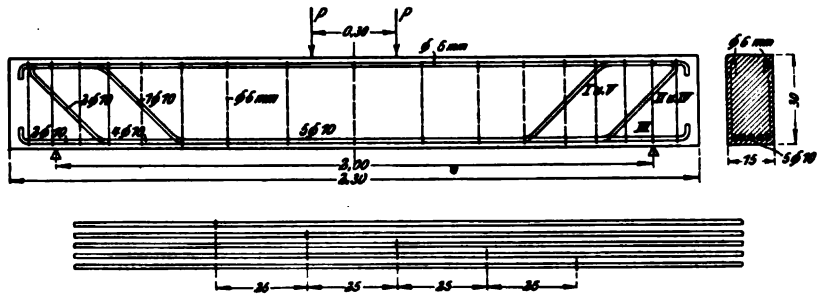


Fig. 99a und b. Wirkung verschiedener Stoßverbindungen der Eiseneinlagen (Versuche des Verfassers).

Der Verfasser hat im Jahre 1908 in Frankfurt a. M. auch solche Stoßverbindungen untersucht, welche die eben erwähnten Versuche nicht berührten. Die Abmessungen der Probekörper, ferner auch die Anordnung der Stoßstellen sind in Fig. 99a und b dargestellt. Die 2 m langen Versuchsbalken wurden derart entworfen, daß der Bruch an der Überwindung der Streckgrenze der Eiseneinlagen eintrat. Im ganzen wurden 10 Versuchsbalken hergestellt, die im Alter von 44 bis 48 Tagen geprüft wurden. 2 Balken wurden mit durchgehenden Eisen bewehrt, bei 2 Balken wurden alle Eiseneinlagen in der Mitte der Balken geschweißt. Die anderen drei Gruppen der Probekörper wurden mit Stoßstellen versehen, wie sie in Fig. 99b gezeichnet sind. Die Stoßstellen sind hier versetzt angeordnet, um die mehr oder minder schwachen Stellen auf verschiedene Querschnitte zu verteilen. Die Stöße wurden durch Schweißen der Eisen, durch Schraubenverbindungen und durch Haken gebildet.

Während die Bruchlast der Balken mit durchgehenden Eiseneinlagen im Mittel 7350 kg betrug, fiel sie bei allen in der Mitte geschweißten

Digitized by Google

Eiseneinlagen auf 7090 kg. Bei den nach Fig. 99b versetzt angeordneten Stößen bewährten sich die zusammengeschweißten Stöße am besten. Die Bruchlast war 7280 kg. Am schlechtesten war die Stoßverbindung mit Haken. Die Bruchlast betrug 6014 kg, und gleichzeitig mit dem Bruch trat im Beton Sprengwirkung ein. Die an den Stoßstellen zusammengeschraubten Eiseneinlagen zeigten eine Bruchlast von 7089 kg. Sie verhielten sich sonach besser wie die letztgenannte Stoßverbindung.

Diese Versuche zeigen, daß sorgfältig zusammengeschweißte Eiseneinlagen beinahe dieselbe Wirkung haben, wie voll durchlaufende Eisen. Sie zeigen ferner, daß kurze Haken sehr schlechte Stoßverbindungen liefern, wie dies auch durch die vorher besprochenen Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton bestätigt wird.

5. Eiseneinlagen als Verstärkung der Druckzone.

Manchmal wird es notwendig, auch den Druckquerschnitt mit Eiseneinlagen zu verstärken, wenn der Betonquerschnitt allein nicht genügt, die Druckspannungen aufzunehmen. Dies ist besonders der Fall bei rechteckigen Querschnitten mit beschränkter Höhe oder bei durchlaufenden Trägern über den Stützen, wenn die negativen Momente sehr groß werden. Im letzten Fall kann die Querschnittshöhe für die positiven Momente in der Feldmitte ausreichen, weil die Platte zur Aufnahme der Druckspannungen mit herangezogen wird; über den Stützen genügt jedoch manchmal die Höhe nicht, selbst bei Anordnung von Vouten, wie dies auf S. 189 gezeigt wurde. Auch in diesem Fall muß man den Druckquerschnitt durch Eiseneinlagen verstärken.

Die Verstärkung kann in zweifacher Weise geschehen; durch Längseisen oder durch Umschnürungen. Nach dem bei Besprechung von Eisenbetonsäulen über den Wert der Eiseneinlagen Gesagten ist ohne weiters einzusehen, daß die Wirkung der Eiseneinlagen erst bei höheren Spannungen zu erwarten ist. Die Längseisen werden die Verkürzungen mitmachen, die der Betonquerschnitt mit zunehmender Belastung erfährt, solange sie nicht ausknicken. Sonach werden stärkere Eiseneinlagen mit größerem Trägheitsmoment vorzuziehen sein.

Ferner hat man dafür zu sorgen, daß ebenso, wie dies bei Eisenbetonstützen der Fall war, die Knicklänge der Eiseneinlagen verringert wird; das geschieht mit Hilfe von Bügeln. Man ersieht daraus, daß der Wert der Druckeisen auch von der Güte der Bügelverbindung abhängig sein muß.

Schließlich hängt die Wirkung der Druckbewehrung davon ab, ob die Eiseneinlagen höhere Spannungen ertragen können, ohne größere bleibende Formänderungen zu erleiden. Es werden daher Eisenein-

Digitized by Google

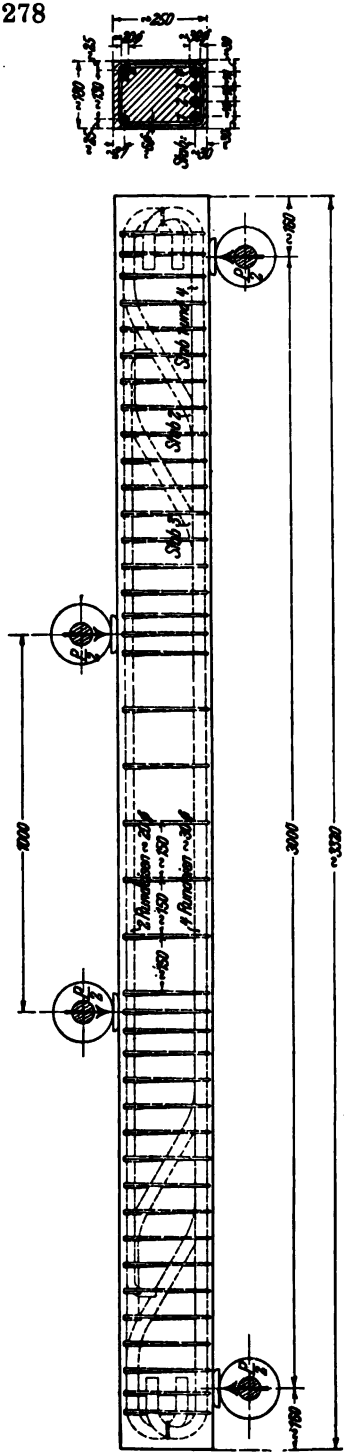


Fig. 100. Versuche an Eisenbetonbalken mit Druckbewehrung (Versuch von Bach).

lagen mit höherer Streckgrenze, z. B. Stahl, eine bessere Druckbewehrung liefern, wie Eiseneinlagen mit niedriger Streckgrenze.

Über den Einfluß der Druckbewehrung geben Versuche von Schüle und Bach Aufschluß.

Die Versuche von Schüle wurden an Balken von 20 × 30 cm Querschnitt und 1,50 m Spannweite durchgeführt. Bei einer Bewehrung von 4 Rundeisen 15 mm in der Zugzone und 4 ∅ 15 mm im Druckgurt, ergab sich ein Bruchmoment von 581 tcm. Bei der gleichen Anordnung ohne Eiseneinlagen im Druckgurt war das Bruchmoment 574 tcm, also wenig verschieden von dem früheren. Daraus geht hervor, daß die Druckbewehrung in diesem Falle keine Erhöhung der Tragfähigkeit hervorrief, was wahrscheinlich darauf zurückzuführen ist, daß die Eiseneinlagen in der Druckzone gegen Ausknicken nicht genügend gesichert waren.

Die Versuche von Bach über den Einfluß der Längseiseneinlagen als Druckbewehrung[1]) haben gezeigt, daß es unter Umständen möglich ist, die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken durch eine Druckbewehrung zu erhöhen. Die Versuche sind an Eisenbetonbalken von 18 × 25 cm Querschnitt durchgeführt worden mit Eiseneinlagen, wie sie in Fig 100 an einem typischen Beispiel dargestellt sind. Die Zusammensetzung des Betons war: 1 Rtl. Zement; 3 Rtl. Sand und 4 Rtl. Rheinkies bei 9,5 Gewichtsprozenten Wasser.

[1]) Veröffentlicht in den Mitteilungen über Forschungsarbeiten des V. D. I. im Heft 90/91 und Heft 122/123.

Digitized by Google

Reihe 2 der Versuche hatte nur Längseisen in der Zugzone ohne Bügel, Reihe 6 hatte in der Druckzone 2 Rundeisen von 10 mm Durchmesser, welche mit Umfangsbügeln im Abstand von 15 cm mit den Eiseneinlagen auf der Zugseite verbunden waren. Reihe 7 hatte eine Druckbewehrung von 2 Rundeisen von 20 mm Durchmesser. Bügel waren nur an den Balkenenden vorhanden; innerhalb der Laststrecke waren keine Bügel angeordnet. Reihe 8 und 9 hatte dieselbe Druckbewehrung wie Reihe 7: 2 Rundeisen von 20 mm Durchmesser. Verschieden waren nur die Bügel, die in Fig. 101 schematisch dargestellt sind. Bei Reihe 10 wurde als Druckbewehrung Stahl mit einer sehr hohen Streckgrenze

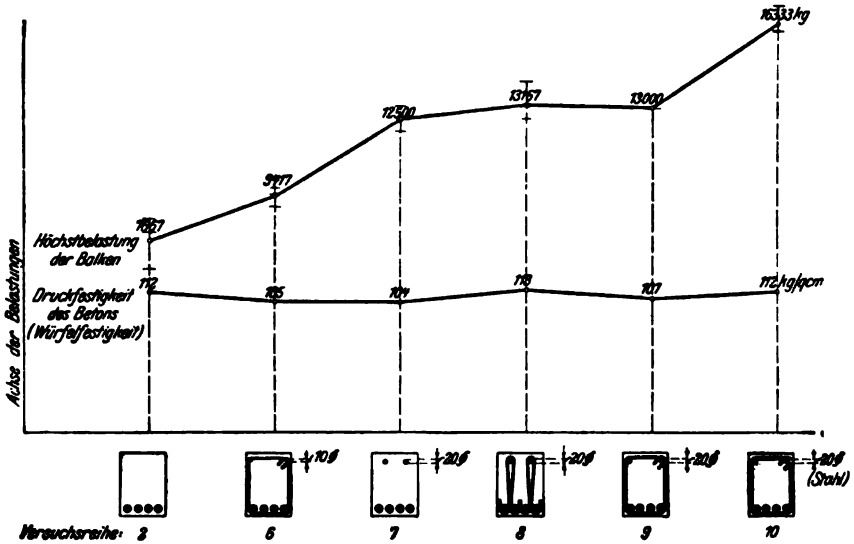


Fig. 101. Einfluß der Druckbewehrung auf die Tragfähigkeit (Versuche von Bach).

verwendet. Die Streckgrenze betrug 4322 kg/qcm und die Zugfestigkeit 7235 kg/qcm, während bei den anderen Druckeisen die Streckgrenze nur etwa 3000 kg/qcm und die Zugfestigkeit rund 4000 kg/qcm betrug.

Die Belastung der Probebalken wurde bei einer Spannweite von 3 m durch zwei Einzellasten hervorgerufen, welche symmetrisch zur Mitte im Abstand von 1 m angeordnet waren. Es war daher auf eine verhältnismäßig lange Strecke von 1 m ein gleichbleibendes Biegungsmoment mit den größten Druckspannungen im Beton vorhanden.

In Fig. 101 ist eine Darstellung, welche den Einfluß der Druckeisen auf die Tragfähigkeit veranschaulicht. Als Abszissen sind die Querschnitte dargestellt, in welchem nicht nur die Zug- und Druckbewehrung, sondern auch die Bügel eingezeichnet sind. Auf den Ordinaten sind

Digitized by Google

die Höchstlasten und die Würfelfestigkeiten aufgetragen. Letztere weisen eine ziemliche Gleichmäßigkeit für alle Versuchskörper auf.

Es zeigte sich, daß die Höchstlasten durch eine Druckbewehrung gesteigert werden können; durch Eiseneinlagen von 10 mm (Reihe 6 der Versuche) mit dem kleineren Trägheitsmoment weniger als durch 20 mm starken Druckeisen. Ein Vergleich der Höchstlasten von Reihe 7, 8 und 9 zeigt, daß die Form der Bügel keinen ausgesprochenen Einfluß hat, wohl aber die Entfernung der Bügel. Bei Reihe 7 waren innerhalb der beiden Laststellen auf 90 cm Entfernung keine Bügel vorhanden. Die Bruchlast war auch hier etwas geringer als bei Reihe 8 und 9, wo der Bügelabstand 15 cm betrug. Am größten war die Bruchlast bei Verwendung von Stahl als Druckbewehrung. Hier zeigten sich auch andere Brucherscheinungen.

Während bei den anderen Probekörpern beim Bruch ein Ausknicken der Eiseneinlagen zwischen je zwei Bügeln erfolgte (s. Fig. 102), zeigte sich bei Reihe 10 mit Stahleinlagen ein Absprengen des Betons an den Enden durch die Haken. Ein Ausknicken erfolgte hier nicht, da die Stahleinlagen eine höhere Spannung ohne bleibende Formänderungen ertragen können. Ferner zeigten die Messungen, daß die Stahleinlagen bei höheren Belastungen die Verkürzungen des Betons zurückhalten konnten. Bei Flußeiseneinlagen mit geringer Streckgrenze wurden bei höheren Belastungen im Beton größere Verkürzungen gemessen als bei Verwendung von Stahl.

Je größere Verkürzungen der Beton erleidet, desto früher wird die Zerstörung eintreten. Bezeichnet ε_d die Verkürzung des Betons in Höhe der Druckeisen, so müssen die Eiseneinlagen diese Verkürzungen mitmachen. Es muß daher $\varepsilon_{ed} = \varepsilon_d$ sein. Sonach ist die in den Druckeisen auftretende Spannung

$$\sigma_e = \varepsilon_{ed} E_e = \varepsilon_d \, . \, E_e \, .$$

Je größer sonach ε_{ed}, desto größer wird σ_e, desto früher muß ein Ausknicken der Eiseneinlagen erfolgen.

Bei mageren Betonmischungen erleidet der Beton größere Verkürzungen. Die Eiseneinlagen werden früher die Stauchgrenze erreichen, als dies bei einer fetten Betonmischung der Fall ist, bei der geringere Verkürzungen auftreten. Die Stauchgrenze des Eisens wird in letzterem Falle erst bei höheren Belastungen erreicht werden, als bei mageren Mischungen. Sonach wird die Tragfähigkeit bei Verwendung einer fetten Mischung mit denselben Eiseneinlagen größer sein als bei einer mageren Mischung.

Bach hat in Heft 122, 123 der Forscherarbeiten des V. d. I. ergänzende Versuche durchgeführt unter sonst gleichen Bedingungen wie die eben besprochenen mit dem Unterschied, daß eine Betonmischung 1 : 2 : 3

Digitized by Google

verwendet wurde an Stelle von 1 : 3 : 4. In der Tat zeigte sich auch eine Steigerung der Bruchlast von 15 t auf 23,3 t, also eine Zunahme von 55%. Daraus folgt, ebenso wie dies schon bei axial

Fig. 102. Ausknicken von Druckeisen zwischen Bügeln (Versuche von Bach).

beanspruchten Eisenbetonquerschnitten gezeigt wurde, daß mit einer besseren Betonmischung dieselbe Wirkung erreicht werden kann, wie durch eine Druckbewehrung.

Es kann aber auch der Fall eintreten, daß ε_d, die Verkürzung des

Digitized by Google

Betons, durch σ_{st} durch die Stauchgrenze des Eisens, je nach der Güte des Eisens, begrenzt werden kann. Ein Maximum von ε_d wird erreicht, wenn $\varepsilon_{bd} = \frac{\sigma_{st}}{E_e}$. Da σ_{st}, die Streckgrenze, und E_e, der Elastizitätsmodul des Eisens, für jede Eiseneinlage gegeben sind, so ist ε_{bd} dadurch begrenzt. Es kann daher vorkommen, daß der Druckgurt zerstört wird, noch bevor die Biegungsdruckfestigkeit des Betons erreicht wird, wenn vorher die Eiseneinlagen ausknicken. Dies tritt auch dann ein, wenn das Trägheitsmoment der Eiseneinlage klein ist, und wenn die Knicklänge zu groß wird; wenn also nicht für eine entsprcchende Absteifung der Druckeiseneinlagen gesorgt wird.

Aus dem Angeführten geht hervor, daß man eine Verstärkung des Druckquerschnittes durch Längseiseneinlagen nur in Ausnahmefällen vornehmen soll. Ist man aber gezwungen, Druckbewehrung anzuwenden, so sind Eisen mit höherer Streckgrenze und geringen bleibenden Formänderungen vorzuziehen. In jedem Fall ist aber für eine Absteifung der Druckeisen zu sorgen, damit ein Ausknicken verhindert wird. Am zweckmäßigsten geschieht dies durch Bügel, die gleichzeitig mit den Zugeisen eine Verbindung herstellen.

Eine andere Art der Verstärkung des Druckquerschnittes kann durch Umschnürungen erzielt werden, vorausgesetzt, daß diese richtig angeordnet werden.

Bekanntlich werden Umschnürungen erst bei höheren Belastungen wirksam, wenn die Querdehnungen des Betons sehr groß geworden sind. Es ist bei axial beanspruchten Betonquerschnitten durch Versuche nachgewiesen worden, daß die Hauptaufgabe der Umschnürungen darin besteht, die Querdehnungen zu verringern. Bei der Beanspruchung des Querschnittes auf Biegung wird es daher möglich sein, die Verkürzungen der auf Druck beanspruchten Betonquerschnitte zu verringern mit dem Endergebnis, daß die Biegungsdruckfestigkeit des umschnürten Betondruckquerschnittes vergrößert wird.

Ergibt sich in einem Querschnitt eine Spannungsverteilung nach Fig. 103a, wo die Zugspannungen nur von den Eiseneinlagen aufgenommen werden und die Randspannung im Beton σ_{bd} die zulässige Spannung überschreitet, so kann man den Druckquerschnitt durch Umschnürungen derart verstärken, daß man mit einer höheren zulässigeren Spannung im Beton rechnen darf. An einem T-förmigen Querschnitt wird in Fig. 103 gezeigt, in welcher Weise die Umschnürungen angeordnet werden. In Fig. 103b und c werden Beispiele gezeigt, die nicht zulässig sind. Man darf nicht vergessen, daß ein Einfluß der Umschnürung bei niedrigen Belastungen nicht zu erwarten ist. Bei höheren Belastungen, bei welchen sich eine Spannungsverteilung ergibt, wie sie in Fig. 103a dargestellt ist, werden die Umschnürungen in Wirkung treten.

Digitized by Google

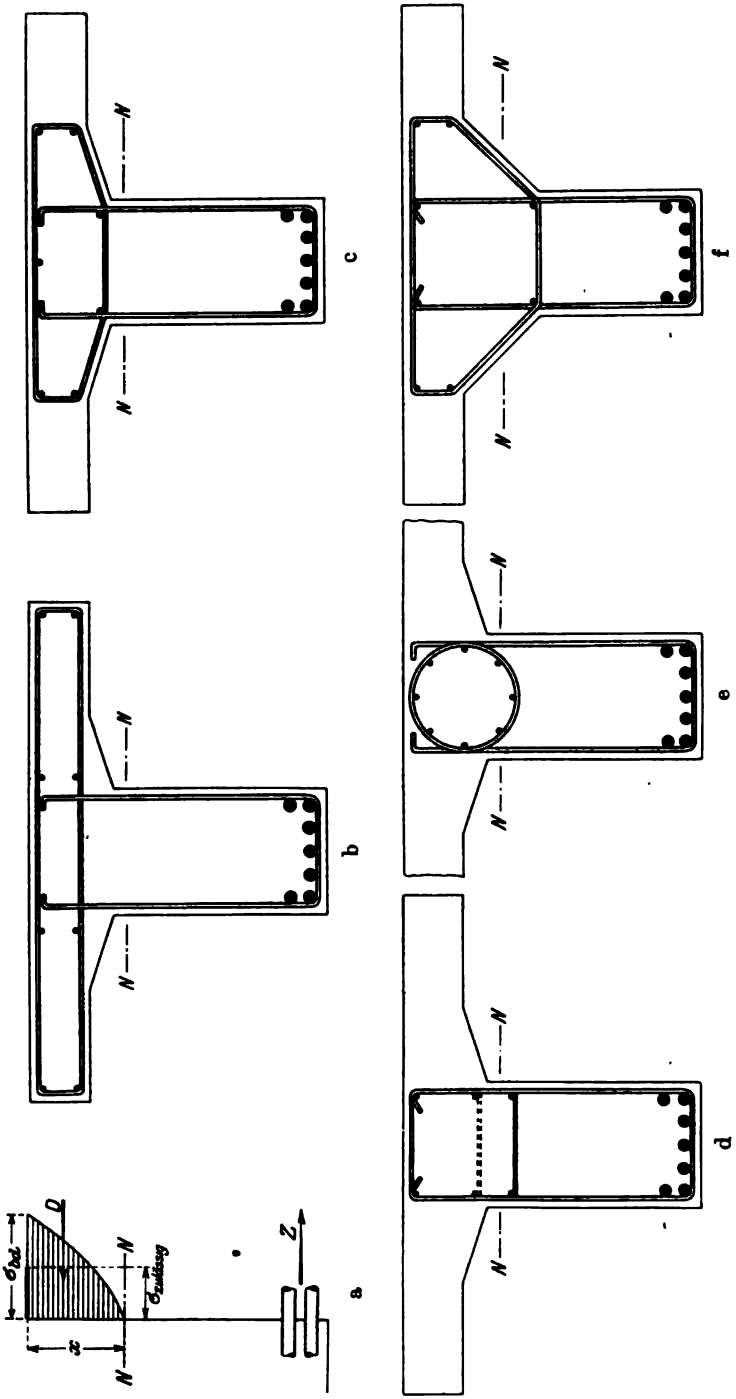


Fig. 103 a bis f. Verstärkung der Druckzone durch Umschnürungen.

Digitized by Google

Wir haben aber gesehen, daß die Wirkung sich nur auf den Querschnitt innerhalb der Umschnürung erstreckt. Sonach könnte bei höheren Beanspruchungen in Fig. 103b und c eine Trennung des Druckquerschnittes erfolgen, derart, daß der Teil zwischen der Nullinie bis zur Umschnürung unwirksam wird.

Daher sind zweckmäßigere Anordnungen in Fig. 103d und 103e gezeigt, welche auch als Umschnürung für einen rechteckigen Querschnitt gelten können. Auch hier ist es wahrscheinlich, daß derjenige Teil der Platte, der von der Umschnürung nicht umschlossen ist, bei höheren Belastungen auch nicht mitwirken wird. Will man daher einen größeren Teil des Druckquerschnittes zur Mitwirkung heranziehen, so könnte man die Umschnürung etwa derart anordnen, wie dies in Fig. 103f gezeigt wird. Immer aber muß die Umschnürung die Nullinie NN umschließen, damit nach Möglichkeit der ganze Druckquerschnitt mitwirken kann.

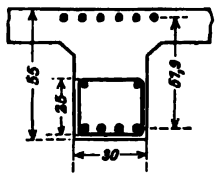


Fig. 104. Verstärkung des Druckquerschnitts bei Stützenmomenten.

Bei der Verstärkung der Querschnitte von durchlaufenden Trägern an Stelle der negativen Momente über den Stützen kann man die Umschnürung am zweckmäßigsten so anordnen, wie in Fig. 104 an einem Beispiel gezeigt wird.

Was hier über die zweckmäßigste Anordnung der Umschnürung als Druckbewehrung gesagt ist, fußt auf die Versuchsergebnisse bei axial beanspruchten Eisenbetonquerschnitten. Es wäre sehr erwünscht, wenn noch eine Reihe von Versuchen die Rolle der Umschnürung als Verstärkung des Druckquerschnittes im Falle von Biegung klären würden.

6. Das Verhältnis der Elastizitätsmoduli

$$n = \frac{E_e}{E_{bd}} \quad \text{und} \quad \nu = \frac{E_e}{E_{bz}}.$$

Bei der Verteilung der Spannungen in einem Eisenbetonquerschnitt auf Beton und Eisen ist es wichtig, das Verhältnis der Elastizitätszahlen genau kennen zu lernen. Das Verhältnis $n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ ist schon auf S. 207 für einige Beispiele angegeben worden. Unter der Annahme, daß $E_e = 2\,100\,000$ kg/qcm, ändert sich die Zahl n; für die auf S. 51 angegebene Betonmischung wird $n = 9{,}5$ bei einer Spannung $\sigma_d = 5$ kg/qcm; für $\sigma_{bd} = 40$ kg/qcm (als zulässige Spannung angenommen) ist $E_{bd} = 194\,000$ und n wird $= 11$. Für eine Spannung $\sigma_{bd} = 100$ kg/qcm wird E_{bd} 146 000 und n wird $= 14{,}5$. Die Ermittlung der Elastizitätszahlen ist in diesem Falle nicht weiter getrieben worden. Man ersieht aber hier, daß der zulässigen Druckspannung im

Digitized by Google

Beton etwa $n = 11$ entspricht. Hierbei darf man aber nicht vergessen, daß der Beton über 70 Tage alt war. Für die Berechnung der auftretenden Spannungen müssen wir die Elastizitäts- und Festigkeitszahlen eines vier Wochen alten Betons annehmen.

Das Beispiel auf S. 59 für eine andere Betonmischung 1 : 4 ergibt für $n = 7{,}6$ bei einer niedrigen Spannung, bei einem $\sigma_{bd} = 36{,}8$ kg/qcm wird $n = 9{,}3$ und bei einer Spannung von 61 kg/qcm ergibt sich ein $E_{bd} = 211\,000$ kg/qcm und $n = 10$.

Wir sehen aus diesen Beispielen, daß die Zahl n für eine Spannung, welche weit über die zulässige hinausreicht, höchstens 10 gefunden wurde. Selbstverständlich wird mit zunehmender Spannung im Beton n größer werden. $n = 15$ ergibt sich in dem letzten Beispiel bei einem E_{bd} von 180 000 kg/qcm und für $n = 20$ müßte $E_{bd} = 105\,000$ kg/qcm sein. Dieser letzte Zustand ist in der Nähe des Bruchstadiums.

Für $\nu = \frac{E_e}{E_{bz}}$, dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli für Eisen zu dem Zugelastizitätsmodul für Beton, wird bei dem ersten Beispiel auf S. 50 für dieselbe Betonmischung und denselben Wasserzusatz bei einer Zugspannung $\sigma_{bz} = 1$ kg/qcm der Wert $\nu = 8{,}3$; bei einer Zugspannung $\sigma_{bz} = 4$ kg/qcm wird $\nu = 8{,}5$.

Bei dem zweiten Beispiel auf S. 59 wird $\nu = 9{,}4$ für $\sigma_{bz} = 4{,}6$ kg/qcm.

Man ersieht daraus, daß auch ν ebenso wie n mit zunehmender Spannung wächst, daß aber ν innerhalb der zulässigen Zugbeanspruchung im Beton kleiner ist als 10.

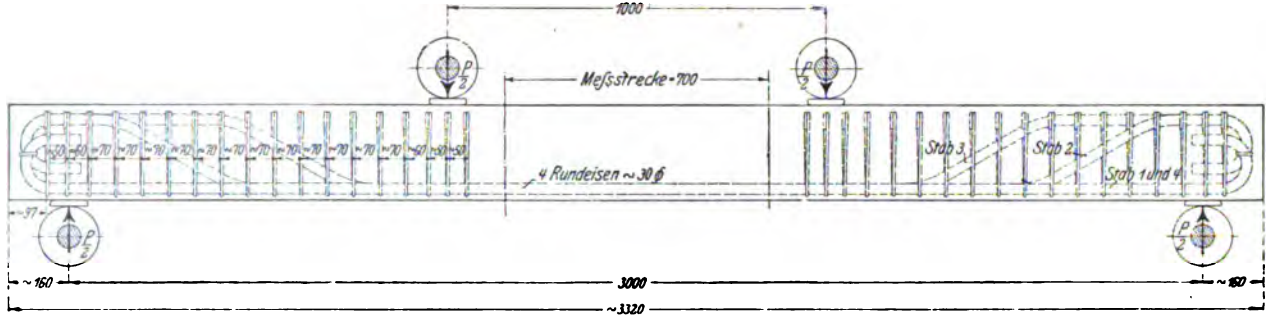
Mit zunehmendem Alter des Betons wird sowohl n als auch ν kleiner, da die Elastizitätszahlen wachsen.

Man wird sonach n und ν bei der Berechnung des mitwirkenden Eisenquerschnittes nicht als feste Zahl angeben dürfen, sondern veränderlich entsprechend dem Belastungsstadium, für welches die Berechnung durchgeführt wird. Dies wird noch später bei Berechnung der im Beton und Eisen auftretenden Spannungen gezeigt werden.

7. Mitwirkung der Platte bei symmetrischen ⊤-förmigen und bei unsymmetrischen ⌐-Querschnitten.

In der Darstellung in Fig. 59 wurde gezeigt, in welcher Weise die beiden Konstruktionselemente, der symmetrische ⊤-förmige Querschnitt, und bei Randbalken der unsymmetrische ⌐-Querschnitt entstehen. Denkt man sich einen Träger mit einer der beiden Querschnittformen herausgeschnitten, wie dies in Fig. 59 geschehen ist, so mag es im ersten Augenblick zweifelhaft erscheinen, ob und wie weit auf eine Mitwirkung der Platte zur Aufnahme der Biegungsdruckspannungen gerechnet werden kann. Im besonderen handelt es sich darum, fest-

Digitized by Google



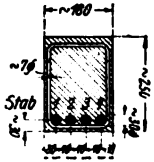
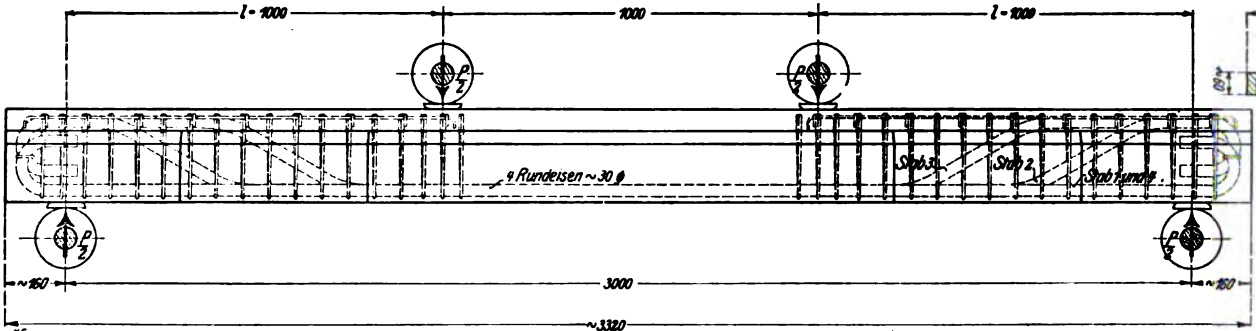
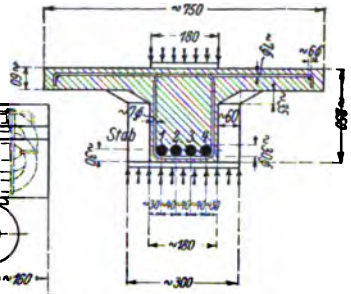


Fig. 105 a.





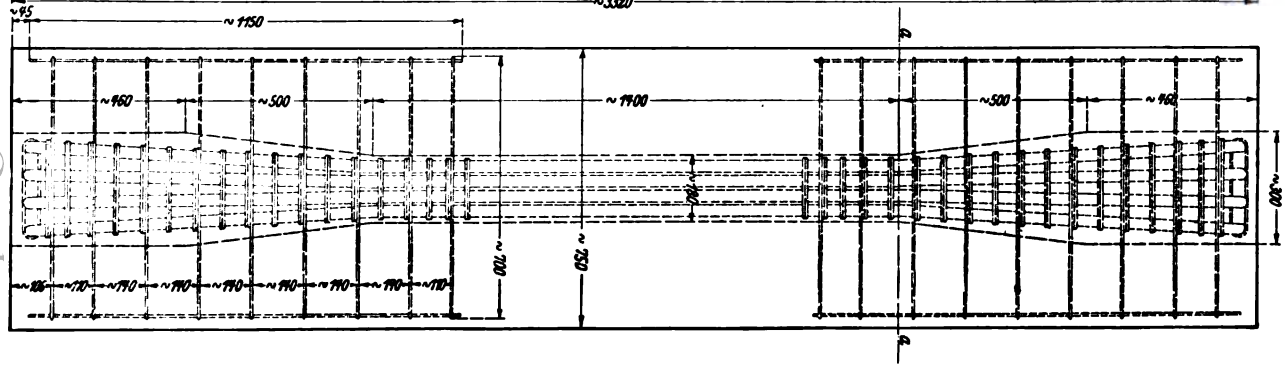


Fig. 105 b.

Digitized by Google

zustellen, wie groß die Breite B der mitwirkenden Platte gewählt werden darf.

Bach hat eine größere Zahl von Versuchen mit den beiden Querschnittsformen angestellt, welche in Heft 90/91 und in Heft 122/123 der Forschungsarbeiten des V. D. I. veröffentlicht sind. Die Versuche erstreckten sich auf T-förmige Querschnitte mit verschiedenen Plattenbreiten, und auf verschieden starke Abschrägungen beim Anschluß der Platte an den Steg.

Zum Vergleich sind auch Versuche mit rechteckigen Querschnitten ausgeführt worden. Zwei typische Beispiele sind in Fig. 105a und b ersichtlich. Wir sehen, daß der rechteckige Querschnitt 18×25 cm groß ist. Als Eiseneinlagen wurden 4 Rundeisen von 30 mm Stärke verwendet, ebenso bei allen anderen Querschnitten. Der Eisenprozentgehalt ist derart gewählt worden, daß unter der Einwirkung eines Biegungsmomentes der Bruch an der Überwindung der Biegungsdruckfestigkeit des Betons eintreten sollte. Die Versuche haben auch diese Annahme bestätigt. Bei einer Spannweite von 3 m wurden die Versuchskörper mit zwei Einzellasten belastet, welche im Abstand von 1 m symmetrisch zu beiden Seiten der Mitte angeordnet waren.

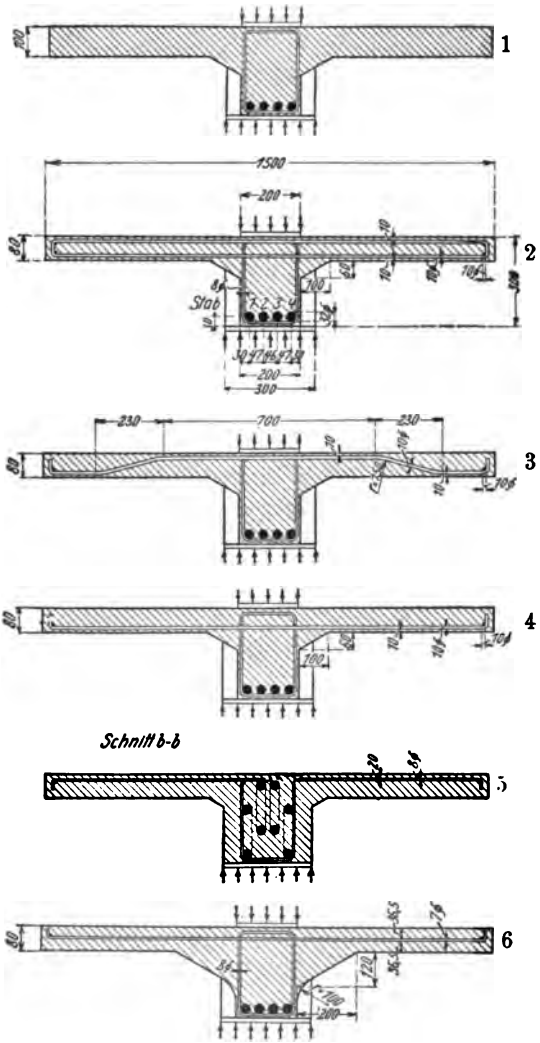
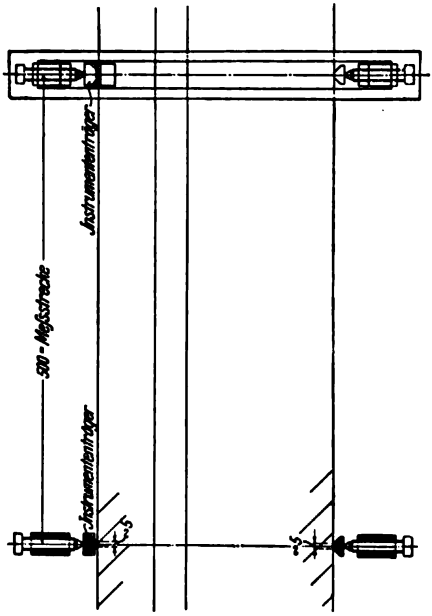


Fig. 106.

In Fig. 105b ist gezeigt, in welcher Weise die Eiseneinlagen im Steg

Digitized by Google



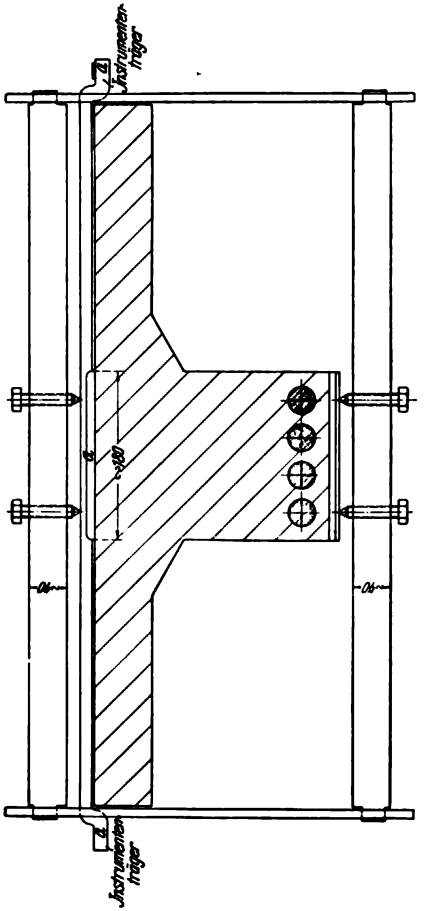
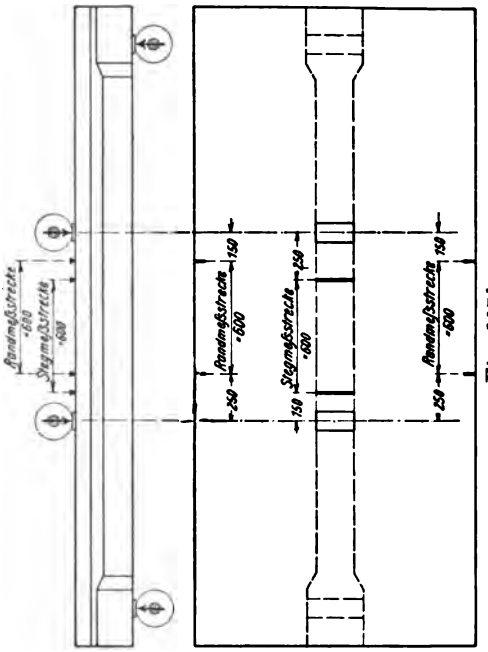


Fig. 107 a und b. Bachsche Vorrichtungen zur Messung der Längenänderungen in der Platte.



und in der Platte angeordnet sind. Man sieht, daß der Steg gegen die Auflager zu verstärkt ist. Auf die Versuchsergebnisse hat dies keinen Einfluß, da die Verstärkung nur die vorzeitige Zerstörung der Träger durch die Querkräfte verhindern sollte.

Die Verschiedenheit in der Ausbildung der Platte ist in Fig. 106 an verschiedenen Beispielen dargestellt. Hierzu ist zu bemerken, daß eine Anzahl von T-Balken bei einer größeren Plattenbreite statt 25 cm 30 cm hoch waren, und daß die Platte 8 oder 10 cm stark war.

T-Balken 1 zeigte eine Ausbildung ohne Eiseneinlagen in der Platte.

Versuchskörper 2 ist ein typisches Beispiel für die Ausbildung der Platte mit doppelten Eiseneinlagen, welche 1 cm vom

Digitized by Google

oberen und unteren Rande im Abstand von 10 cm eingelegt waren.

Bei T-Balken 3 ist eine Art Konsolbewehrung in der Platte in Entfernungen von 10 cm angeordnet.

Der T-Balken 4 ist ein typisches Beispiel, in welchem die Verstärkung der Platte durch Eiseneinlagen an der unteren Seite erfolgte.

Bei T-Balken 5 wurden die Eiseneinlagen an der oberen Seite der Platte als Verstärkung eingelegt, und bei T-Balken 6 ist ein Beispiel einer Verstärkung durch Eiseneinlagen in der Mitte der Platte.

Gemessen wurden die Verkürzungen des Betons mit zunehmender Belastung an der oberen Fläche der Platte. Die Meßvorrichtung wurde in der Weise befestigt, wie dies in Fig. 107a gezeigt wird. In Fig. 107b ist schematisch dargestellt, in welcher Weise die Meßstrecken in der Platte und über dem Steg verteilt wurden. Ferner wurden die Bewegungen der Ränder der Druckplatte gegenüber der Mitte gemessen.

Die Brucherscheinungen bei der Höchstlast zeigen eine charakteristische Pyramidenbildung, die bei der Überwindung der Druckfestigkeit des Betons auftritt, ähnlich, wie sie auch in Fig. 96 bei den Schüleschen Versuchen an der Oberseite von Balken 2 kenntlich war.

Ein typisches Bruchbild ist in Fig. 108 ersichtlich. (T-Balken 391 aus den Bachschen Versuchen.) Man kann hier auch die Beobachtung machen, auf die bereits früher hingewiesen wurde, daß bei Zerstörung des Druckgurtes durch die Überwindung der Biegungsdruckfestigkeit des Betons die Zugrisse sich weder erweitern noch über die Nullinie hinaus verlängern.

Ferner werden in Fig. 109 eine Anzahl von charakteristischen Brucherscheinungen je nach der Ausbildung der Platte gezeigt.

In Fig. 108 ist ein typisches Bruchbild für den Fall gezeigt worden, wo die Platte nur 75 cm breit ist und vollständig an der Aufnahme der Druckspannungen mitwirken konnte.

Bei größeren Plattenbreiten treten zwei andere

Fig. 108.

Digitized by Google

Brucherscheinungen auf, welche zeigen, daß die Schubspannungen beim Anschluß der Platte an den Steg nicht unbeachtet bleiben dürfen.

In Fig. 109a wird gezeigt, wie bei einer Plattenbreite von 1,50 m eine Trennung des überhängenden Teiles der Platte vom Steg erfolgt ist. Eine volle Ausnutzung der Platte zu Aufnahme der Druckspannungen ist daher durch die Schubspannungen in der vertikalen Anschlußfläche begrenzt.

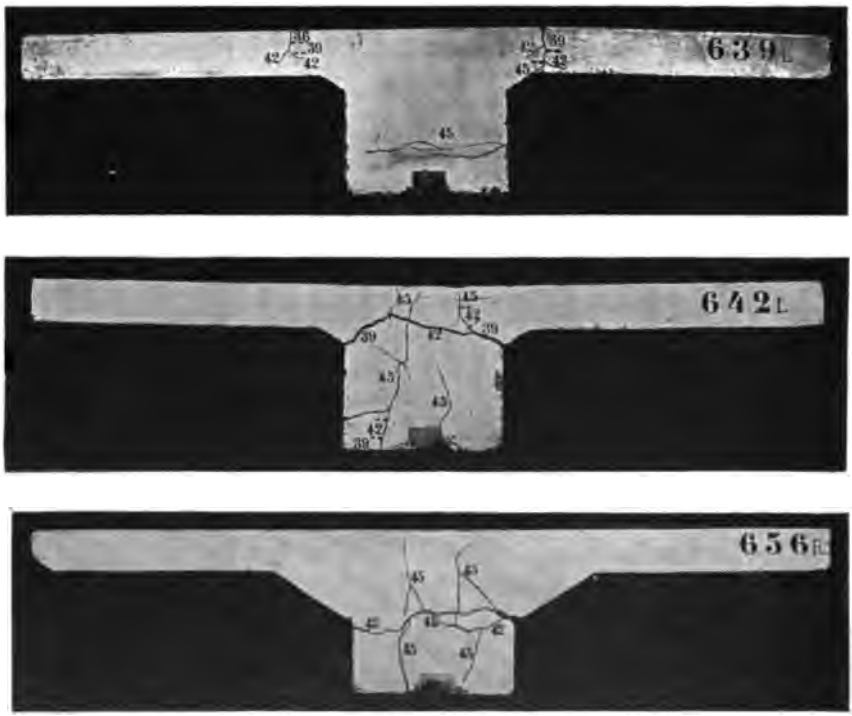


Fig. 109. Brucherscheinungen bei den Bachschen Versuchen über den Einfluß der Plattenbreite.

Ein zweites charakteristisches Bruchbild zeigt in Fig. 109b die Trennung der ganzen Platte vom Steg, was auch darauf hinweist, daß die Scherfestigkeit des Betons überwunden ist. Bei diesem Probekörper waren die Eiseneinlagen in der Platte wie für einen Kragarm angeordnet, wie dies in Fig. 106 bei T-Balken 3 gezeigt wird. In dem vorhergehenden Falle befanden sich die Eiseneinlagen in der Nähe des unteren Randes der Platte und verhinderten ein Abschieben des Betons in horizontaler Richtung wie bei Fig. 109b. Andererseits konnte die Kragarmbewehrung bei Fig. 109a die Loslösung der Platte vom Steg verhindern.

Digitized by Google

Man ersieht sonach aus diesen beiden Beispielen, daß sowohl die Eiseneinlagen in der Nähe der unteren Fläche der Platte als auch eine Konsolarmierung beim Anschluß der Platte an den Steg in der Lage sind, die Trennung der Platte hinauszuschieben.

In der Praxis sind die Eiseneinlagen beim Übergang von der Platte in den Balken so angeordnet, wie dies in Fig. 60 gezeigt wurde. Die Versuche haben gezeigt, daß eine Weiterführung der Zugeisen der Platte in den Steg ebenso notwendig ist, wie die Aufbiegung einer Anzahl von Zugeisen nach dem oberen Rande der Platte.

Ergibt die Berechnung für das Feldmoment in Plattenmitte z Eiseneinlagen, welche zur Aufnahme der Zugspannungen notwendig sind, so wird beim Anschluß der Platte an die Unterzüge infolge des verringerten Moments eine geringere Anzahl von Eiseneinlagen notwendig sein. Deshalb genügt es, wenn man nur $\frac{z}{2}$ Eiseneinlagen durchführt und die andere Hälfte beim Anschluß an den Unterzug nach oben hin abbiegt, wie dies in Fig. 60 gezeigt wird, In der Regel wird abwechselnd ein Eisen durchgeführt und ein Eisen hochgebogen.

In Fig. 109c zeigt ein typisches Bruchbild aus den Bachschen Versuchen den Einfluß der stärkeren Voutenausbildung zwischen Platte und Steg. Man sieht auch hier wie in dem früheren Fall eine Abtrennung der Platte vom Steg; die Trennungsfläche ist aber wegen der größeren Vouten im Steg nach unten hin verschoben. Auch dieses Bruchbild deutet darauf hin, daß die horizontalen Schubspannungen, welche die Ursache der Trennung sind, eine volle Ausnutzung der Platte zur Aufnahme der Druckkräfte verhindert haben.

Bach kam daher auf Grund seiner Versuche zu der wichtigen Schlußfolgerung, daß bei einer bestimmten Belastung die Schubspannung in den Trennungsflächen von Platte und Steg mit wachsender Plattenbreite zunimmt, während die Randspannung im Beton σ_{bd} gleichzeitig abnimmt, und in Folgerung dieses Satzes, daß bei einer bestimmten Schubspannung die Belastung mit zunehmender Plattenbreite abnimmt.

Mit anderen Worten: die Breite B der mitwirkenden Platte ist bei größeren Plattenbreiten durch die Schubspannungen im Beton begrenzt, welche in der vertikalen und horizontalen Anschlußfläche der Platte an den Steg auftreten.

Die Messungen der Verkürzungen des Betons in der oberen Fläche der Platte zeigten innerhalb der zulässigen Belastungen eine ziemlich gute Übereinstimmung. Bei Belastungen in der Nähe des Bruchstadiums ist eine Übereinstimmung nicht zu erwarten. Ebensowenig kann es überraschen, wenn die Ränder der Platte sich mit steigender Belastung gegenüber die Mitte des T-Balkens senken. Allerdings hat sich gezeigt,

Digitized by Google

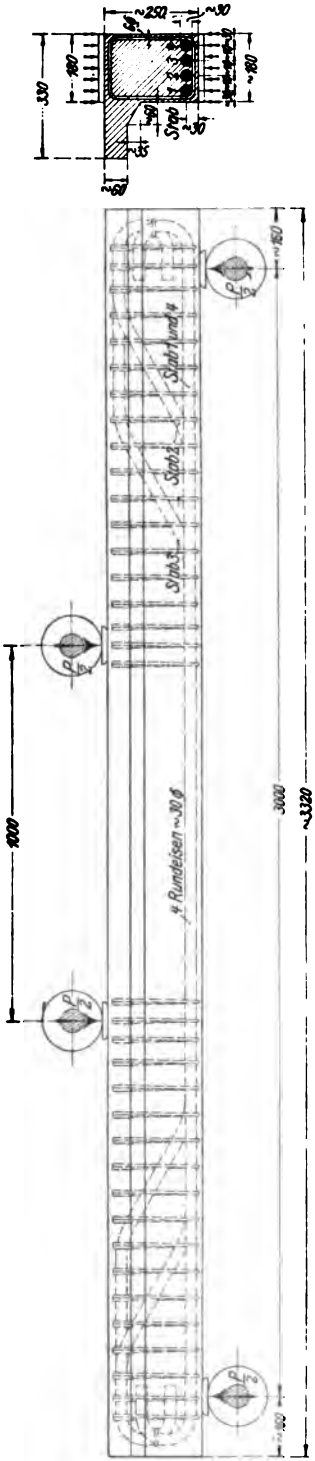


Fig. 110a. Versuche Bachs an unsymmetrischen ⅂-Querschnitten.

daß bei einer doppelten Bewehrung oder bei einer Kragarmbewehrung der Platte auch eine Bewegung der Plattenränder nach oben hin gemessen werden konnte.

In der Praxis ist diese Beobachtung weniger von Bedeutung, weil ein einzelner Querschnitt, wie er in den Versuchsbalken angenommen ist, sehr selten vorkommt. Besteht ein Zusammenhang zwischen den Unterzügen und der Platte, wie in Fig. 59 gezeigt ist, so werden die Deformationen dadurch beeinflußt werden.

In der Praxis ist es üblich, für die Breite B der mitwirkenden Platte ein Drittel der Spannweite $\left(\frac{l}{3}\right)$ zu wählen. Die wertvollen Versuche von Bach haben aber gezeigt, daß B auch von der Stärke und der Bewehrung der Platte, von der Voute und auch von der Stegbreite abhängig ist. Allerdings haben die Versuche gezeigt, daß bis zu einer Plattenbreite $B = {}^1/_3$ der Spannweite auf eine volle Mitwirkung der Platte zu rechnen ist. Bei größeren Spannweiten jedoch als bei den Versuchskörpern dürften sich die Verhältnisse ändern.

Die Versuche Bachs an unsymmetrischen ⅂-Querschnitten, wie sie in Fig. 110a und b dargestellt sind, zeigten, daß der Betondruckquerschnitt an derjenigen Seite zerstört wurde, wo die Platte fehlte, entsprechend einer Nullinie, wie sie in Fig. 110b angenommen ist. Eine gleichmäßige Mitwirkung der Platte wie bei ⊤-förmigen Querschnitten ist hier nicht zu erwarten. Die Messungen der Verkürzungen im Be-

Digitized by Google

ton an der oberen Fläche der Platte haben gezeigt, daß die Druckbeanspruchungen nach der Seite der Platte abnehmen, daß die größte Beanspruchung an derjenigen Ecke des Querschnittes auftritt, wo auch später die Zerstörung bei der Bruchbelastung erfolgte.

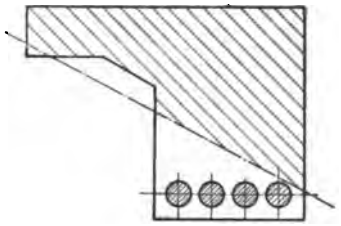


Fig. 110 b.

8. Durchbiegungen. Bestimmung von EJ und n aus den Durchbiegungen.

Die Durchbiegung von Eisenbetonträgern ist sehr gering, besonders innerhalb derjenigen Belastungen, die gewöhnlich in Frage kommen. Wenn man trotzdem bei fertigen Eisenbetonbauten die Durchbiegungen mißt, so geschieht dies nicht, um einen Maßstab für die Güte der Konstruktion zu bekommen, sondern weil man dadurch die Möglichkeit hat, das Vorhandensein größerer Mängel festzustellen, z. B. das Auftreten von größeren Rissen. Bis vor einigen Jahren noch gab eine bekannte Eisenbetonfirma als Empfehlung für die Überlegenheit ihrer Konstruktion an, daß die Durchbiegungen bei einer $1^1/_2$fachen Nutzlast höchstens $^1/_{1000}$ der Spannweite betragen; wir werden sehen, daß dies nicht besonders auffallend ist.

Um aber den Verlauf der Durchbiegungen mit zunehmender Belastung zu verfolgen, soll an der Hand von Versuchsergebnissen im folgenden ein einfacher Fall besprochen werden.

Bei den Versuchen in Lichterfelde an rechteckigen Eisenbetonbalken (siehe S. 142ff.) wurden die Durchbiegungen mit Hilfe des Bauschingerschen Rollenapparates gemessen, der so eingerichtet war, daß die in 1/5000 cm gemachten Ablesungen direkt die Zunahme der Durchbiegung in der Mitte angaben.

Es hat sich bei den Versuchen nicht darum gehandelt, eine Grundlage für eine Berechnung der Durchbiegungen bei Eisenbetonkonstruktionen zu finden; diese könnte nur durch sehr verwickelte Gleichungen zum Ausdruck gebracht werden. Vergleichen wir die Berechnungsweise Barkhausens[1]) für die Durchbiegungen mit den in Fig. 111a und b dargestellten Meßresultaten. In Fig. 111a sind die gesamten und bleibenden Durchbiegungen in $^1/_{100}$ mm als Ordinaten, die Belastungen als Abszissen für vier Balken mit verschiedener Bewehrung aufgetragen. Für die Praxis kommen erklärlicherweise nur die elastischen Durch-

[1]) Theorie der Verbundbauten in Eisenbeton und ihre Anwendung von G. Barkhausen, Professor in Hannover. Verlag Kreidel, Wiesbaden 1907.

Digitized by Google

biegungen, die Differenzen zwischen beiden in Betracht. In beide Abbildungen sind zum Vergleich die aus der Berechnung nach Barkhausen bestimmten Punkte (B) für die Durchbiegung nur oberhalb der Risse eingezeichnet, weil die Berechnung nur für gerissenen Beton gilt. Als

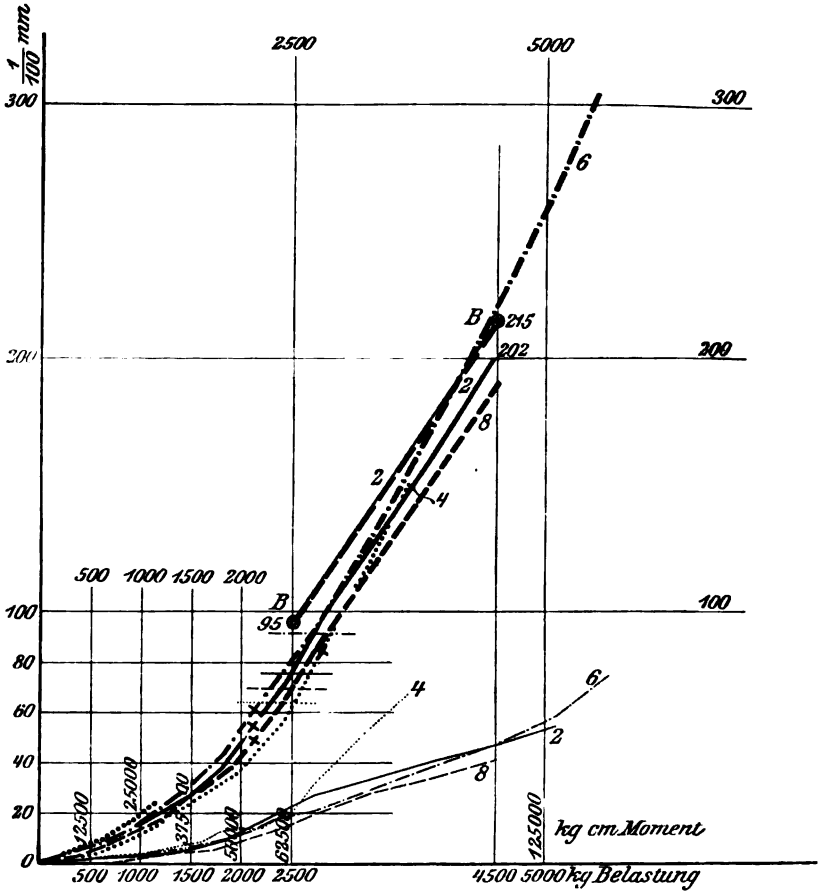


Fig. 111a. Änderung der Durchbiegungen mit zunehmender Belastung.
× ... Auftreten der ersten Risse.

weitere Voraussetzungen nimmt Barkhausen für die Berechnung an, daß der Elastizitätsmodul für Beton unveränderlich bleibt. Für den Belastungsfall, wie er in unseren Versuchen vorliegt, kann die maximale Durchbiegung gerechnet werden:

$$\delta = \frac{1}{61} \frac{P l^3}{E J}.$$

Digitized by Google

$\frac{1}{EJ}$ berechnet Barkhausen aus den Arbeitsgleichungen für die Formveränderungsarbeiten des Betondruckes und der Eiseneinlagen mit

$$\frac{1}{EJ} = \frac{\gamma^2 \varphi}{E_e} + \frac{\mu^2}{E_d} \frac{x}{3},$$

$$\varphi = \frac{F_e}{b};$$

$$x = \varphi(2n-1)\left\{\sqrt{1 + 2\frac{nh-a}{\varphi(2n-1)^2}} - 1\right\}$$

$$\mu M = \sigma_{bd} = \frac{2Mx}{2n\varphi(h-c-x)(h-2c) + \frac{x^2}{3}(3a-x)},$$

$$\nu M = \sigma_e = n\sigma_{bd}\frac{h-c-x}{x} = n\mu M \frac{h-c-x}{x}.$$

Angewendet auf den Probebalken nach Fig. 42b ist

$$h = 22\,\text{cm}; \quad c = 3\,\text{cm}; \quad \varphi = \frac{3{,}695}{16} = 0{,}2309;$$
$$b = 16\,\text{cm}; \quad l = 1{,}5\,\text{cm}.$$

a) Bei $P = 2500$ kg ist $E_d = 190\,000$ kg/qcm; $E_e = 1\,980\,000$ kg/qcm x, μ und ν nach Gleichung 3 gerechnet ergibt:

$$x = 6{,}02\,\text{cm}$$
$$\mu = 0{,}001\,16$$
$$\nu = 0{,}024$$

und

$$\frac{1}{EJ} = 0{,}000\,000\,000\,69$$
$$\delta = 0{,}096\,\text{cm}.$$

b) Bei $P = 4500$ kg ist

$$E_d = 170\,000\,\text{kg/qcm}$$
$$x = 6{,}20\,\text{cm}$$
$$\mu = 0{,}00109$$
$$\nu = 0{,}0272$$
$$\frac{1}{EJ} = 0{,}000\,000\,000\,863$$
$$\delta = 0{,}215\,\text{cm}$$

Diese Rechnung führt zu Ergebnissen (in Fig. 111a und b mit BB bezeichnete Linie), die im Falle der gesamten Durchbiegungen bis zu 21%, im Falle der elastischen Durchbiegungen, die allein in der

Digitized by Google

Praxis in Betracht kommen, bis zu 42% von den gemessenen Durchbiegungen abweichen. Hierbei wurde der Elastizitätsmodul entsprechend den Messungen veränderlich angenommen, um die Rechnungswerte mit den Messungswerten vergleichen zu können.

Die zwischen den Rechnungswerten und den Messungswerten sich ergebenden Unterschiede sind verhältnismäßig so groß, daß man in der Praxis von einer Berechnung absehen kann, um so mehr, als die Durch-

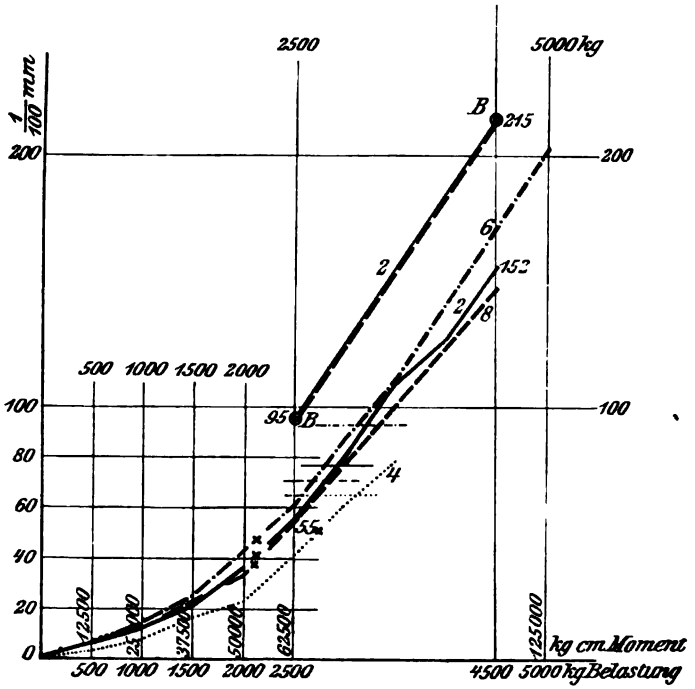


Fig. 111 b. Vergleich zwischen gemessenen und berechneten elastischen Durchbiegungen.

× ... Auftreten der Risse. — *B* ... *B* Gerechnete Durchbiegungen.

biegungen von Eisenbetonkonstruktionen sehr gering sind und es nicht ratsam erscheint, sie zur Beurteilung der Güte der Konstruktion heranzuziehen, wie dies z. B. bei Eisenkonstruktionen der Fall ist.

Ermittlung des Ausdruckes EJ aus den Durchbiegungen: Die Messungen der Durchbiegungen geben ein gutes Mittel, um zuverlässige Angaben für den Ausdruck EJ zu bekommen.

Die Berechnung des Trägheitsmomentes J ist von der Rißbildung, von der Zahl n und von der Lage der Nullinie abhängig, die mit zunehmender Belastung veränderlich sind. Ferner darf man nicht ver-

Digitized by Google

gessen, daß der Elastizitätsmodul E sich mit zunehmender Spannung ändert. Deshalb wäre es sehr wertvoll, wenn man den Wert EJ, der häufig wiederkehrt, in einwandfreier Weise ermitteln könnte. Die Messung der Durchbiegungen bietet uns diese Möglichkeit.

Zwischen der Durchbiegung und der Belastung eines Balkens besteht nach dem Satz von Mohr die Beziehung:

$$\delta = \frac{\mathfrak{M}}{EJ},$$

wo $\mathfrak{M}$ das Moment bedeutet, das die Belastung mit der Momentenfläche an der Stelle der Durchbiegungen hervorruft. Der Wert $\mathfrak{M}$ kann sonach zu jeder Laststufe ermittelt werden; δ wird gemessen. Es ist daher:

$$EJ = \frac{\mathfrak{M}}{\delta}.$$

Dieses Verfahren könnte nicht nur für eine Reihe von Querschnitten über die ganze Länge des Balkens, sondern auch für verschiedene Belastungen durchgeführt werden.

Der Verfasser hat es auch versucht, mit Hilfe der gemessenen Durchbiegungen und Längenänderungen in verschiedenen Querschnitten einen Nachweis für die Richtigkeit der Annahme der Verhältniszahl n zu führen. Vor dem Auftreten der Risse ist dies auch in folgender Weise möglich:

$$J = \frac{\mathfrak{M}}{\delta E}.$$

In der Gleichung ist $\mathfrak{M}$ und E bestimmt; letzteres aus den Messungen der Längenänderungen und der gleichzeitig ausgeführten Elastizitätsmessungen. Die Lage der Nullinie ist aus den Messungen für jede Belastung bestimmt. Demnach läßt sich das Trägheitsmoment J_B des Betonquerschnitts berechnen.

Die Größe des gesamten Trägheitsmoments J ist aus der Durchbiegungsgleichung bestimmt, sonach ergibt sich für den Anteil der Eiseneinlagen

$$J_e = J - J_B.$$

Bezeichnet v den Abstand der Schwerlinie der Eiseneinlagen von der Nullinie, so ist $J_e = n F_e v^2$ und daraus ist

$$n = \frac{J_e}{F_e v^2}.$$

Auf diesem Wege sind vom Verfasser die Zahlen n für eine Anzahl von Probekörpern, bei welchen die Durchbiegungen gemessen wurden, bestimmt worden. Es ergab sich vor dem Auftreten der Risse $n = 5$ bis 7, je nach der Güte und dem Alter des Betons, was als eine sehr gute Übereinstimmung mit den aus den Elastizitätsmessungen bestimmten Werten für die Zahl n angesehen werden kann.

Digitized by Google

Nach dem Auftreten der Risse wird man auf diesem Wege die Zahl n nicht mehr einwandfrei bestimmen können, weil das Trägheitsmoment J_B wegen der Unbestimmtheit in der Lage und der Größe der Risse nicht mehr genau festgestellt werden kann.

Die Bestimmung des Faktors EJ auf diesem Wege ist jedoch auch nach dem Auftreten der Risse möglich.

Die Schaubilder der Durchbiegungen können uns wertvollen Aufschluß über das Zusammenwirken von Beton und Eisen geben. In Fig. 111a sind die Schaubilder von vier Versuchsbalken mit den gesamten und bleibenden Durchbiegungen aufgetragen; zur Übersichtlichkeit sind die elastischen Durchbiegungen in Fig. 111b gezeichnet. Wir sehen, daß die Durchbiegungen sehr gering sind. Bei einer Belastung von 5000 kg — in der Nähe der Bruchlast — liegt die Durchbiegung zwischen 1,5 und 2,5 mm, je nach der Bewehrung; nimmt man aber die in der Praxis in Betracht kommenden elastischen Werte, so ist die Durchbiegung bei dieser Last 1,2—2,2 mm, also 1/1200—1/700 der Spannweite.

Bis zum Auftreten der ersten Risse sind die Durchbiegungen kaum nennenswert und entsprechen denjenigen von reinen Betonbalken; die ersten Risse treten in einer starken Krümmung der Schaulinien auf. Nachher ist der Verlauf nahezu proportional der Belastung, bis er sich vor Eintritt in das Bruchstadium wieder ändert. Die nach dem Auftreten der Risse beginnende Zunahme der Durchbiegungen beruht auf der freieren Wirkung des Eisens; nach der Belastung von 2500 kg, sobald der Beton auf Zug gar nicht mehr mitwirkt, werden die Linien für die Durchbiegungen geradlinig (von dem kurzen horizontalen Strich in der Zeichnung der Fig. 111 angefangen).

Von Interesse ist auch der Einfluß des Elastizitätsmoduls der Eiseneinlagen (E_e) auf den Verlauf der Durchbiegungslinien. Die Durchbiegung steht im umgekehrten Verhältnis zu E_e; einem größeren E_e entspricht eine geringere Durchbiegung und umgekehrt. Daher liegt in Fig. 111a und b die Linie für Balken Nr. 4 mit der größten Elastizitätszahl für E_e am tiefsten.

Versuche von Bach und Schüle, ferner auch spätere Versuche des Verfassers in Dresden an rechteckigen und T-förmigen Querschnitten, wo die Durchbiegungen auch über die ganze Länge der Balken gemessen wurden, zeigten einen ähnlichen Verlauf und bestätigten, daß innerhalb der zulässigen Belastungen die Durchbiegungen nur sehr gering sind.

Bei den Versuchen sind die Durchbiegungen für den ungünstigen Fall bei einem frei aufliegenden Träger gemessen worden. Man sieht schon daraus, da sie bei voller oder teilweiser Einspannung noch geringer werden, daß eine Berechnung der Durchbiegungen daher aus den früher angegebenen Gründen wenig Wert hat.

Digitized by Google

Bei Besprechung der Versuche an durchlaufenden Trägern soll noch gezeigt werden, wie man die Verhältnisse der gemessenen Durchbiegungen bei frei aufliegenden und bei durchlaufenden Trägern zur Beurteilung des Grades der Einspannung heranziehen kann.

9. Einfluß wiederholter Belastungen auf Formänderungen und Spannungen.

Untersuchungen über den Einfluß wiederholter Belastungen könnten nur in dem Falle zu Schlußfolgerungen berechtigen, wenn sie sehr lange Zeit hindurch ausgeführt werden. Wenn wir die Untersuchungen Schüles über den Einfluß wiederholter Belastungen verfolgen, so finden wir, daß die Wiederholungen einer Belastung Einfluß auf die Lage der Nullinie, auf die Druckspannungen im Beton und auf die Haftfähigkeit haben. Von besonderer Wichtigkeit ist das Ergebnis, daß die Wiederholungen auf die Bruchlast keinen Einfluß gezeigt haben. Bei den Versuchen mit T-Balken derselben Betonmischung und der Bewehrung durch 15 mm Rundeisen ergaben sich bei:

T-Balken 1	bei 9 maliger Wiederholung	}	dieselbe Bruchlast
T-Balken 2[1])	bei 35 maliger Wiederholung		
T-Balken 6	bei 62 maliger Wiederholung		
T-Balken 9[2])	bei 36 maliger Wiederholung	}	dieselbe Bruchlast
T-Balken 10	bei 40 maliger Wiederholung		

Bei den Balken mit schwacher Bewehrung hatten 60 Wiederholungen auf die Bruchlast gar keinen, bei starker Bewehrung kaum einen nennenswerten Unterschied in der Bruchlast ergeben, welcher nicht unbedingt den wiederholten Belastungen zugeschrieben werden kann.

Der Verfasser hat bei den Lichterfelder Versuchen an rechteckigen Eisenbetonbalken bei einer Last, die etwas höher als die Rißlast war, 40 Wiederholungen vornehmen lassen, derart, daß je fünf Belastungen und darauffolgende Entlastungen rasch hintereinander durchgeführt und hierauf nach 2 Minuten die Ablesungen gemacht wurden. Dieser Belastungsvorgang entspricht ungefähr dem durch einen langsam fahrenden Eisenbahnzug verursachten Lastwechsel.

Durch die Wiederholungen verschiebt sich die Lage der Nullinie nach oben, und sowohl die bleibenden als auch die gesamten Längenänderungen nehmen zu. Die Wirkung der Wiederholungen ist dieselbe, als ob eine etwas höhere Belastung aufgebracht worden wäre. Die Formänderungen der auf die Wiederholungen folgenden Belastungen wurden aber durch die Wiederholungen nicht beeinflußt. Dieselben Betrachtungen ergeben sich bei Fig. 112a und b, den

[1]) 56 Wochen alt.
[2]) 6 Wochen alt.

Digitized by Google

Schaulinien für die Durchbiegungen. Auch da zeigt sich eine Zunahme der Durchbiegung, sowohl der gesamten als auch der bleibenden, durch Wiederholung der Belastung, die aber auf die Durchbiegung bei höheren Belastungsstadien keinen Einfluß hat.

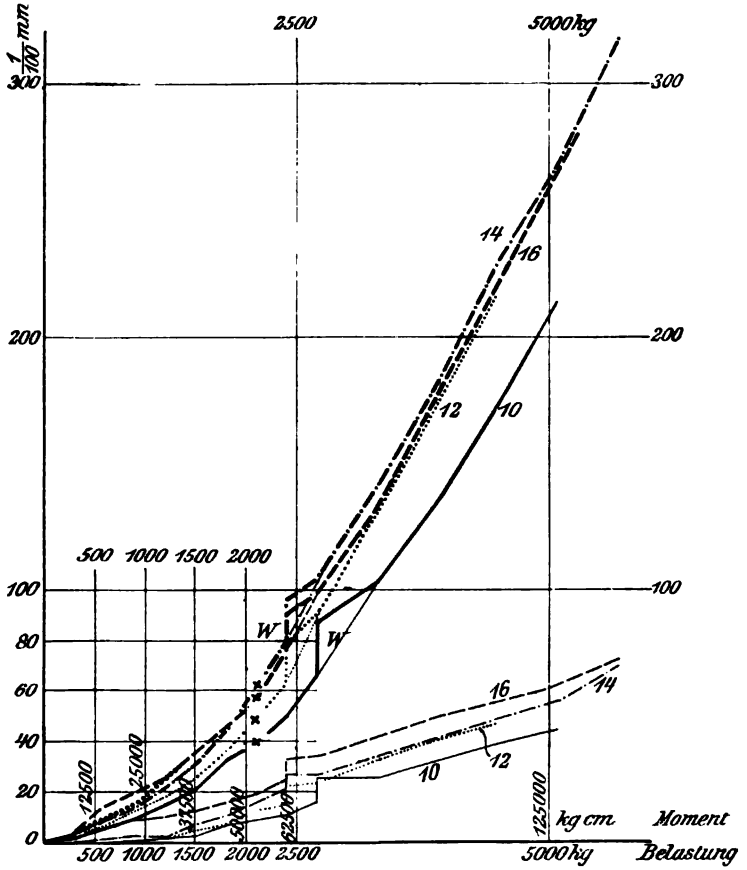


Fig. 112a. Einfluß wiederholter Belastungen auf die bleibenden und gesamten Durchbiegungen.
× . . . Rißlast. — *W* . . . Wiederholungslast.

In einigen Fällen zeigt sich eine ganz geringe Verminderung, in anderen Fällen eine geringe Erhöhung der Bruchlast durch die wiederholten Belastungen; dies beweist, daß die Unterschiede nur durch das Material oder durch die Herstellung verursacht werden. Eine nennenswerte Beeinflussung der Bruchlast durch die 40 mal wiederholte Belastung hat nicht stattgefunden; ebensowenig hat sich die Spannungszunahme bei höheren Lasten als der Wiederholungslast geändert.

Digitized by Google

Mit Recht wird man einwenden, daß die Zahl der Wiederholungen bei beiden Versuchsreihen zu gering ist, aber sie zeigen einige nicht unwesentliche Erscheinungen.

Versuche mit einer größeren Zahl von Wiederholungen an Eisenbetonsäulen und Balken hat der Amerikaner Van Ornum durchgeführt, welche in den „Proceedings of American Society of Civil Eng. 1906" veröffentlicht sind.

Er kommt zu dem Schluß, daß, je näher die Belastung dem Bruchstadium liegt, eine desto geringere Zahl von Belastungen den Bruch her-

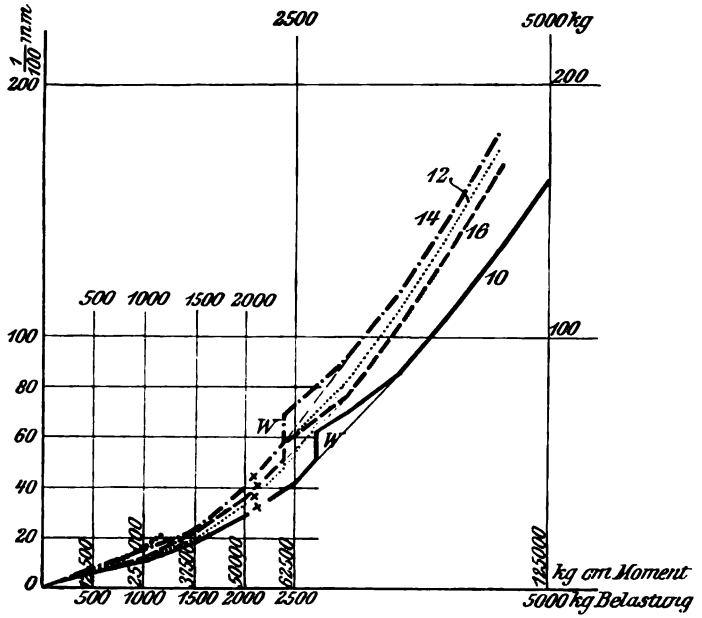


Fig. 112b. Einfluß wiederholter Belastungen auf die elastischen Durchbiegungen.

beiführt. Ist jedoch die Belastung kleiner als die halbe Bruchlast, so erfolgt auch bei unendlich großer Anzahl der Belastungen kein Bruch.

Die Dauerversuche von Homann (siehe S. 182ff.) haben gezeigt, daß nach 1 286 000 Belastungen bei einer Spannung im Eisen, welche höher war als die zulässige Spannung, der Bruch nicht herbeigeführt wurde. Sie haben ferner gezeigt, daß die Durchbiegungen von der 400 600-Belastung angefangen fast unverändert blieben.

Trotzdem die beiden letztgenannten Versuche sich auf eine größere Zahl von Wiederholungen beziehen, wäre es verfehlt, aus den be-

Digitized by Google

sprochenen Versuchen allgemeine Schlüsse zu ziehen. Es bleibt daher künftigen Versuchen vorbehalten, die wichtige Frage des Einflusses wiederholter Belastungen auf die Tragfähigkeit von Eisenbetonkonstruktionen zu studieren.

10. Schub- oder Scherspannungen, Schubfestigkeit und Schubelastizitätsmodul.

Im Eisenbetonbau kommt den Schub- oder Scherspannungen bzw. den aus ihnen hervorgehenden Hauptzug- oder Hauptdruckspannungen eine besondere Bedeutung zu. Sie sind in vielen Fällen weit wichtiger als die Normalspannungen, weil sie häufig die Ursache von plötzlich auftretenden Rißbildungen sind, die weit gefährlicher sind als die allmählich infolge von Normalspannungen entstehenden Risse.

In Fig. 113 ist der einfache Fall dargestellt, wo ein auf zwei Stützen aufliegender Träger durch zwei Einzellasten belastet wird. Die Momentenlinie der äußeren Kräfte ist ein Trapez, entsprechend dem innerhalb der beiden Laststellen gleichbleibenden Biegungsmomente. Hier tritt, abgesehen von der geringen Wirkung des Eigengewichtes, der Fall der reinen Biegung auf, den wir bisher betrachtet haben. Zwischen den Auflagern und den Laststellen machen sich neben den Biegungsmomenten auch die Einflüsse der Scherkräfte geltend. Die Wirkung der Biegungsmomente vollständig auszuschalten ist nicht möglich und kommt praktisch auch gar nicht in Frage.

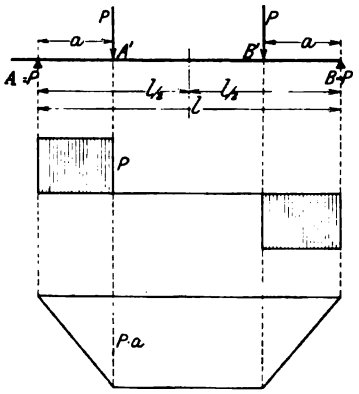


Fig. 113.

Bekanntlich erzeugen Querkräfte in jedem Querschnitt und senkrecht darauf Schubspannungen, welche einander gleich sind. Treten wie in Fig. 113 auch Normalspannungen infolge von Biegungsmomenten hinzu, so ergibt die Resultierende in jedem Flächenelement Hauptspannungen in zwei senkrecht zueinander geneigten Richtungen. Ihre Größe ergibt sich unter der Voraussetzung, daß keine vertikalen Pressungen zwischen den Faserschichten vorhanden sind:

$$_1\Sigma_2 = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

wenn σ die Normalspannung und τ die Schubspannung bezeichnet.

Digitized by Google

Die Richtung der beiden Hauptspannungen gegen die Balkenachse ist gegeben durch die Gleichung

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{2\tau}{\sigma} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

Ist nun $\sigma = 0$, was der Höhe der Nullinie entspricht, so wird

$$\sum_1 = +\tau, \quad \sum_2 = -\tau \quad \text{und} \quad \alpha = 45° \quad \ldots\ldots \quad (11)$$

Daraus folgt der bekannte Satz, daß die Hauptspannungslinien die Nullinie unter 45° schneiden, nach der einen Richtung als Hauptzugspannungen und nach der anderen Richtung als Hauptdruckspannungen.

Nach dem bisher Gesagten wird man annehmen dürfen, daß diese für homogenes Material geltenden Sätze für Eisenbeton so lange gelten, als keine Risse auftreten; wir werden später noch darauf zurückkommen.

Die Bestimmung der reinen Schub- oder Scherfestigkeit ist weniger einfach, als dies bei der Normalfestigkeit der Fall war. Es ist jedoch notwendig, sowohl die Schubfestigkeit als auch die Schubelastizität von Beton kennen zu lernen, damit man beurteilen kann, wie weit ihr Einfluß gegenüber der Normalfestigkeit abzugrenzen ist.

Die ersten Versuche zur Bestimmung der Schub- oder Scherfestigkeit stammen von Mörsch. In Fig. 114a, b und c ist die Ausführung dieser Versuche dargestellt. Fig. 114a zeigt die Anordnung, wie ein prismatischer Betonkörper von 18 × 18 cm Querschnitt in der Martensschen Druckpresse geprüft wird. Oben und unten werden abgehobelte Gußeisenstücke in der Weise unterlegt, daß der Zwischenraum zwischen den beiden oberen Eisenstücken genau dem darunter liegenden Eisenstück entspricht.

Mörsch fand, daß mit wachsendem Druck der Presse bei den nichtbewährten Betonpressen ein Riß *a*, in der Mitte von oben nach unten verlaufend, entstand, der auf Biegungsbeanspruchung zurückzuführen ist. Dieser Riß führte aber nicht wie sonst bei Biegungsbeanspruchungen von reinen Betonkörpern zum Bruch, sondern mit fortschreitendem Druck der Presse entstanden die Risse *b* bei einer Belastung, welche viel höher war als die Rißbelastung für den Riß *a*. Die bei dem Riß *b* auftretende Bruchbelastung *P*, geteilt durch die Querschnittsfläche, nennt Mörsch die Scherfestigkeit des Betons und macht dadurch einen Unterschied zwischen Scher- und Schubfestigkeit. Er nimmt an, daß hier eine reine Abscherung stattfindet, weil die Querkraft theoretisch nur in einem Querschnitt auftreten soll, während sie sonst auf größeren Strecken für mehrere aufeinanderfolgende Querschnitte gleich bleibt. In der Praxis kommt dieser Fall nicht vor. Da wir auch bei den späteren Versuchen andere Wege einschlagen, so

Digitized by Google

Fig. 114a.

soll kein strenger Unterschied zwischen Scher- und Schubfestigkeit gemacht werden.

Für die reinen Betonprismen mit einer Mischung 1:3 und einem Wassergehalt von 14% fand Mörsch nach 45 Tagen eine Scherfestigkeit von 31,1 kg/qcm. Nach 2 Jahren war $K_s = 65{,}9$ kg/qcm. Bei den Ver-

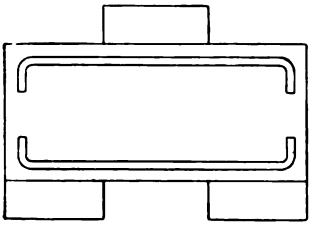


Fig. 114b.

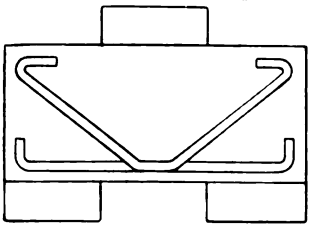
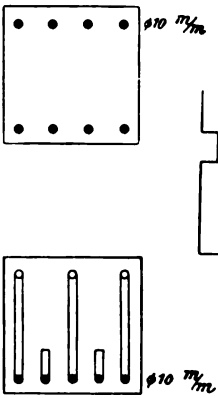


Fig. 114c.



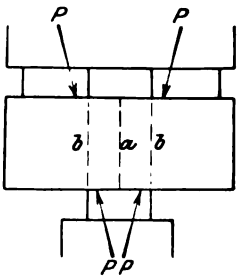


Fig. 114d.

Fig. 114a bis d. Versuche von Mörsch zur Bestimmung der Scherfestigkeit.

Digitized by Google

suchen mit bewehrten Betonprismen, wie sie in Fig. 114b und c dargestellt sind, zeigte es sich, daß die Eiseneinlagen erst in Kraft treten, wenn der Schubwiderstand des Betons überwunden ist. Diese Beobachtung ist sehr wichtig und wird auch noch durch andere Versuche bestätigt werden; sie lehrt uns, daß von einer gleichzeitigen Verteilung der Scherkräfte auf Beton und Eisen nicht gesprochen werden kann, sondern daß die Eiseneinlagen erst wirken, wenn der Beton zu wirken aufgehört hat.

Durch Vergleich der Scherfestigkeit mit der Zug- und Druckfestigkeit kommt Mörsch zu der Beziehung: Die Scherfestigkeit

$$K_s = \sqrt{K_d \times K_z},$$

wenn K_d und K_z die Druckfestigkeit bzw. die Zugfestigkeit desselben Betons sind.

Mohr hat in einem Aufsatz in der Zeitschrift „Armierter Beton" im Jahre 1911 gezeigt, daß die Gleichung

$$K_s = \tfrac{1}{2}\sqrt{K_d \times K_z}$$

richtiger die Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Zug- und Druckfestigkeit ausdrückt. Mohr sagt, daß die Möglichkeit eines Irrtumes bei den Mörschschen Versuchen darin liegt, daß der Scherwiderstand in den Bruchflächen $b\,b$ durch das Hinzutreten einer kleinen Druckspannung schon sehr erheblich erhöht wird. So z. B. zeigt Mohr, daß für eine Druckspannung von 15 kg/qcm der Scherwiderstand in den Bruchflächen $b\,b$ bei den Mörschschen Versuchen auf 66 kg/qcm erhöht wird, während er in Wirklichkeit nur

$$K_s = \tfrac{1}{2}\sqrt{308 \times 15{,}5} = 34{,}5\ \text{kg/cm}$$

beträgt. Mit Recht weist Mohr darauf hin, daß die Kräfte P der Druckpresse nicht durch die Kanten der Zwischenlagstücke übertragen werden können, sondern etwa in der Form, wie es in Fig. 114d gezeigt wird.

Andere Versuche von Mörsch sind Schubversuche an geschlitzten Prismen, wie sie in Fig. 115a oder nach einem Vorschlage von Thullie in Fig. 115b dargestellt sind. Die Betonprismen sind in der Nullinie mit Durchbrechungen versehen, welche durch Betonstege verbunden sind. Bei Belastung durch die Last P entstehen in den Stegen horizontale Schubspannungen. Werden diese Stege mit Eiseneinlagen versehen, so könnte auch der Schubwiderstand von Eisenbeton auf dieselbe Weise untersucht werden. Für die Schubfestigkeit des Betons erhielt Mörsch auf diesem Wege 19—36 kg/qcm je nach der Mischung und dem Wasserzusatz.

Die Schubversuche an geschlitzten Betonprismen sind aber ebensowenig einwandfrei wie die vorher besprochenen Abscherversuche.

Digitized by Google

Will man die Schubfestigkeit von Beton und Eisenbeton auf einwandfreiem Wege bestimmen, so muß die Wirkung der Biegungsmomente ausgeschaltet werden. Dies kann nur mit Hilfe von Verdrehungsversuchen geschehen, wo keine Axialkräfte wirken.

Föppl hat Verdrehungsversuche an Beton- und Eisenbetonwellen ausgeführt[1]) (siehe Fig. 116a und b). Der Durchmesser der Welle war 10 cm, die Länge einschließlich der Einspannungsköpfe 90 cm. Als Eiseneinlagen wurden bei einer Gruppe 6 Rundeisen 8 mm, bei einer anderen Gruppe 12 Rundeisen 8 mm verwendet. Die Versuche waren nur als Vorversuche gedacht, so daß die etwas kleinen Abmessungen erklärlich erscheinen, wenngleich entsprechend der Eigenart des Eisenbetons Versuche an größeren Probekörpern ausgeführt werden sollten.

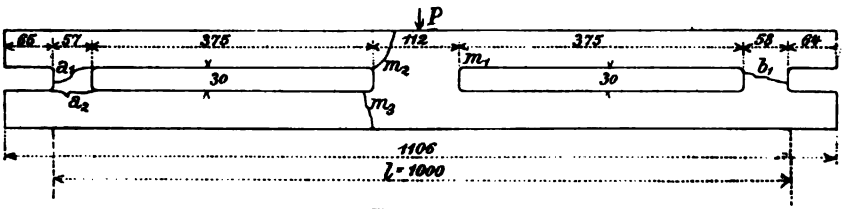


Fig. 115a.

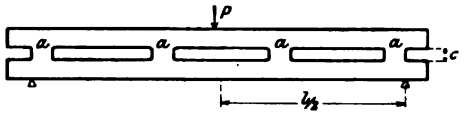


Fig. 115b.

Fig. 115a und b. Schubversuche an geschlitzten Prismen.

Die Verdrehungsversuche wurden auf einer für die Versuchszwecke umgeänderten Werderschen Machine ausgeführt. Die Versuchseinrichtung ist in Fig. 116c dargestellt.

Föppl schreibt die Gleichung für die Schubspannungen in der Form

$$\tau = k u .$$

Nach dieser Gleichung ist die Schubspannung in einem Flächenelement proportional dem Abstand u von der Achse und senkrecht zum Radius. k ist eine noch zu bestimmende Konstante. Für die Eiseneinlagen gilt entsprechend die Gleichung

$$\tau = n k u .$$

Aus der Gleichstellung des Moments eines Kräftepaares, zu dem sich alle Schubspannungen im Querschnitt zusammensetzen lassen, mit dem

[1]) Föppl: Verdrehungsversuche an Beton- und Eisenbetonwellen, Mitteilungen aus d. mech. techn. Laboratorium der Kgl. techn. Hochschule, München, 32. Heft, Verlag Th. Ackermann, München.

Digitized by Google

Moment der äußeren Kräfte bestimmt man den Wert für die Konstante k.

$$k = \frac{2M}{F_b r^2 + 2(n-1)F_e a^2}.$$

F_b ist der Querschnitt der Welle, F_e ist der Querschnitt der Eiseneinlagen, r der Radius der Welle und a der Abstand der Eiseneinlagen

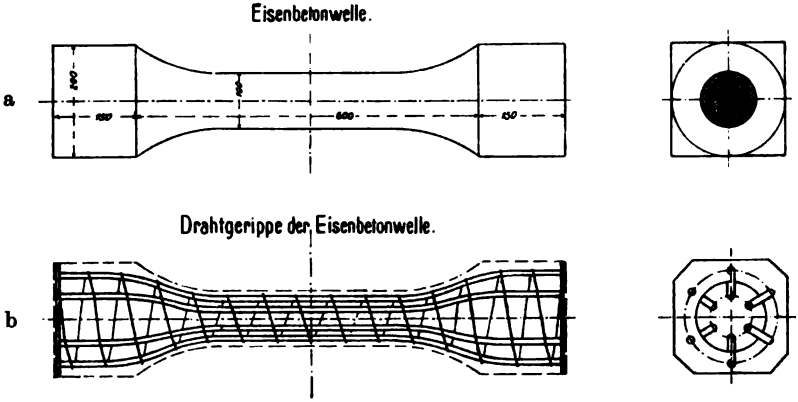


Fig. 116a und b. Versuche an Eisenbetonwellen von Föppl.

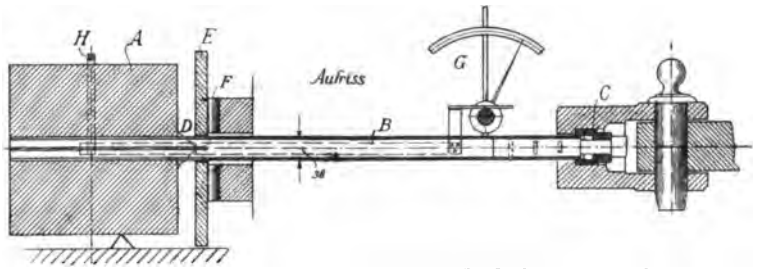


Fig. 116c. Versuchseinrichtung für Verdrehungsversuche.

vom Mittelpunkte. Sodann ergibt sich die Gleichung für die größte Schubspannung am Rande der Welle

$$\tau_{bd} = \frac{2M}{r\left[F_b + 2(n-1)\frac{a^2}{r^2}F_e\right]}.$$

Aus der Gleichung

$$k = G\frac{\Delta\varphi}{l}$$

ergibt sich die Beziehung zwischen G und dem Verdrehungswinkel $\Delta\varphi$, letzterer bezogen auf die Meßlänge l. Schließlich ist

$$G = \frac{2Ml}{r^2\Delta\varphi\left[F_b + 2(n-1)\frac{a^2}{r^2}F_e\right)}.$$

Digitized by Google

Hierbei bezeichnet G den Schubelastizitätsmodul des Betons. Die Gleichungen gelten selbstverständlich nur unter denselben Voraussetzungen wie bei homogenen Querschnitten. Der Schiebungskoeffizient $\beta = \frac{1}{G}$.

Für die eisenbewährten Wellen nimmt Föppl an, daß an den Grenzflächen zwischen Eisen und Beton eine Wechselwirkung zwischen den Schubspannungen stattfinden muß, d. h. daß die vom Eisen auf Beton übertragenen Schubspannungen ebenso groß sein müssen wie die vom Beton auf Eisen übertragenen. Er folgert daraus, daß die Schubspannungen nicht verschieden sein können, wie dieses sich aus der Annahme ebener Querschnitte ergeben würde.

Die Schubspannung im Augenblick des Gleitens der Eiseneinlagen ergibt sich beim Übergang von Eisen zu Beton aus der Gleichung

$$\tau_{eb} = \frac{2Ma}{F_b r^2 + 2(n-1)F_e a^2} \frac{2n}{n+1}.$$

Vergleicht man diese mit der Gleichung für τ_{bd}, so findet man, daß τ_{eb} größer ist als die Randspannung τ_{bd}. Daraus folgert Föppl, daß die Überwindung des Gleitwiderstandes der Eiseneinlagen am Beton bei einer kleineren Last erfolgen könnte als die Zerstörung des Betons durch die Schubspannungen am äußeren Rande der Welle. Es könnte sonach der Widerstand einer Welle durch die Eiseneinlagen vermindert werden. Dies kann aber nur dann eintreten, wenn die Eiseneinlagen wie bei den Föpplschen Versuchen nicht durch Abbiegungen an den Enden an der Bewegung gehindert werden, ähnlich wie dies schon bei den Versuchen zur Bestimmung der Haftkraft gezeigt wurde.

Nach diesen nicht unwesentlichen Zwischenbemerkungen soll auf die Föpplsche Bestimmung der Schubfestigkeit und des Schubelastizitätsmoduls eingegangen werden. Da die Schubfestigkeit die größte Schubspannung darstellt, die das Material im Zustande der reinen Schubbeanspruchung zu übertragen vermag, so kann, da dieser Zustand nur bei Verdrehungsversuchen eintritt, die Größe der Schubfestigkeit nur durch Verdrehungsversuche ermittelt werden. Dies hat auch schon Mörsch vorher an Beton- und Betonhohlzylindern getan und Drehungsfestigkeiten gefunden, welche kleiner waren als die vorher angeführten Schubfestigkeiten aus Biegeversuchen.

Die Versuche Föppls haben gezeigt, daß der Verlauf der ersten Risse bei den Eisenbetonwellen einer linksgängigen Schraubenlinie entspricht, wenn die Verdrehung derart vorgenommen würde, daß die Zylindererzeugenden bei Formänderung in rechtsgängige Schrauben übergehen müßten. Der Winkel der Rißlinie betrug in allen Fällen ungefähr 45° gegen die Erzeugende. Das entspricht einer Schnittfläche, für die die Zug-

Digitized by Google

spannung ihren größten Wert annahm, während die Schubspannung darin null war. Daraus folgert Föppl, daß im Falle der reinen Schubbeanspruchung die Schubspannung beim Beton nicht eine maßgebende Rolle für die Bruchgefahr bildet, und daß sie nur im Zusammenhang mit der Zug- und Druckfestigkeit im Sinne der Mohrschen Theorie für die Beurteilung der Bruchgefahr von Bedeutung ist. Gerade der letzte Fall ist aber für Eisenbetonkonstruktionen von grundlegender Bedeutung. Indirekt spielt daher auch die Schubbeanspruchung eine wichtige Rolle bei der Bruchgefahr von Eisenbetonkonstruktionen.

Aus der Gleichung

$$K_d = \tau_{max} = \frac{2 M_d^3}{\pi r^3}$$

bestimmte Föppl, da das größte Verdrehungsmoment M_d und der Radius r gegeben waren, die Schubfestigkeit. Er fand für die 112 Tage alten Wellen aus Trockenmörtel $K_d = 26{,}1$ kg/qcm und für die 210 Tage alten Wellen $K_d = 29{,}8$ kg/qcm.

Die Druckfestigkeit des gleichen Materials wurde an 15-cm-Würfeln ermittelt, die aus den Köpfen der vorher auf Verdrehung geprüften Betonwellen herausgeschnitten wurden. Sie ergaben im Alter von 160 Tagen eine mittlere Druckfestigkeit $K_d = 245$ kg/qcm. Nimmt man an, daß die Zugfestigkeit $K_z = 15$ kg/qcm betrug, so ergibt sich aus der Gleichung

$$K_d = \tfrac{1}{2}\sqrt{245 \times 15} \simeq 30 \text{ kg/qcm}.$$

Die Schubfestigkeit des 160 Tage alten Betons betrug 30 kg/qcm, was eine gute Übereinstimmung mit dem aus direkten Drehversuchen gefundenen Werte zeigt

Auf diesen Umstand ist besonders dann zu achten, wenn man nicht in der Lage ist, die Schubfestigkeit direkt durch Versuche, wohl aber die Zug- und die Druckfestigkeit des Betons zu bestimmen.

Den Schubelastizitätsmodul ermittelte Föppl bei denselben Versuchen nach der Gleichung

$$G = \frac{2 M_d l}{\pi \Delta \varphi r^4}.$$

Bis zu einer Schubspannung von 13 kg/qcm war G nahezu unveränderlich, und zwar war G für feuchten Mörtel 113 000 kg/qcm und für trockenen Mörtel 138 000 kg/qcm.

Das erste Auftreten und der Verlauf der Rißbildung bei den Eisenbetonwellen zeigt eine große Ähnlichkeit mit der Rißbildung bei Biegeversuchen. Föppl fand die ersten Risse bei Eisenbetonwellen bei höheren Belastungen als bei den reinen Betonwellen, bei welchen der Bruch mit dem ersten Auftreten der Risse zusammenfällt. Letzteres trat bei 90 kg ein, dagegen wurden die ersten Risse bei den

Digitized by Google

sechsdrähtigen Wellen bei einer Belastung von 107 kg und bei den zwölfdrähtigen Wellen bei einer Belastung von 142 kg festgestellt. Sonach verhalten sich die Rißlasten wie 1 : 1,19 : 1.58. Die Bruchlasten waren bei den eisenbewehrten Wellen 150 bzw. 160 kg.

Wir sehen, daß eine über den ganzen Querschnitt gut verteilte Bewehrung bei Verdrehungsversuchen ebenso wie bei Biegeversuchen in der Lage ist, die Rißbelastungen zu erhöhen. Auch hier kann man diese Beobachtung damit erklären, daß die zur Rißbildung führenden schwachen Stellen, die bei den Betonwellen zum Bruche führen, durch die Eiseneinlagen entlastet werden, und zwar um so sicherer, je besser die Verteilung der Eiseneinlagen über den Querschnitt erfolgt.

Die Folgerungen aus den Föpplschen Versuchen lassen sich nachstehend zusammenfassen:

Die größte Steifheit gegen Verdrehung zeigen die älteren Wellen aus trockenem Beton. Am nachgiebigsten sind die Wellen aus feuchtem Beton.

Die elastischen Formänderungen des Betons werden durch die Eiseneinlagen nicht erheblich beeinflußt, wohl aber die bleibenden Formänderungen.

Die Bruchbelastung wird durch die Eiseneinlagen erhöht; bei der stärker bewehrten Welle mehr als bei der schwächer bewehrten Welle.

Die Eiseneinlagen machten die Wellen widerstandsfähiger gegen Stöße. Als zweckmäßigste Bewehrung für Eisenbetonwellen wird mit Rücksicht auf das Auftreten der Risse eine schraubenförmige Eiseneinlage mit einem Steigungsmittel von 45° empfohlen.

Umfassender sind die Verdrehungsversuche, welche von Bach und Graf für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton durchgeführt wurden (veröffentlicht in Heft 16 dieser Mitteilungen). Sie berechtigen auch zu allgemeineren Schlußfolgerungen als die Föpplschen Versuche, weil sie an größeren Probekörpern mit einer guten Betonmischung ausgeführt wurden. Die Probekörper hatten verschiedene Querschnittsformen; quadratische bis 30 cm Seitenlänge, rechteckige mit 21 × 42 cm Querschnitt, kreisförmige mit 40 cm Durchmesser und kreisringförmige mit demselben äußeren und 25 cm innerem Durchmesser. Ein typisches Beispiel der nichtbewehrten Probekörper mit rechteckigem Querschnitt ist in Fig. 117a dargestellt; in Fig. 117b ist ein Beispiel eines Eisenbetonkörpers mit quadratischem Querschnitt und einer spiralförmigen Querbewehrung gezeigt. Die Länge der Körper betrug rund 2 m.

Die Zuschlagstoffe waren Rheinsand bis 7 mm Korngröße und Rheinkies bis 2 cm Korngröße. Die Betonmischung war 1 : 2 : 3 mit 9 Gewichtsprozenten Wasser.

Die Körper blieben 2 Tage in der Form, wurden dauernd feucht erhalten und in der Regel im Alter von 45 Tagen geprüft.

Digitized by Google

Die Verdrehung wurde in einer liegenden Maschine an den Versuchskörpern derart vorgenommen, daß sie einem Drehmoment unterworfen wurden, welches durch eine Kraft mit einem konstanten Hebelarm

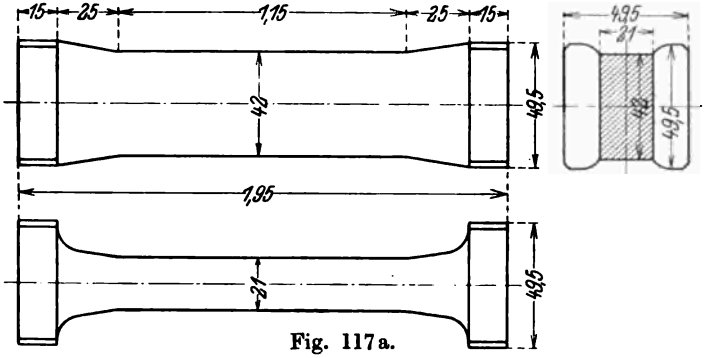


Fig. 117a.

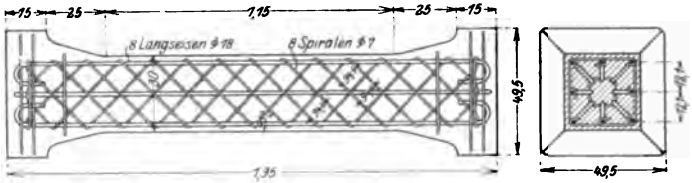


Fig. 117b.

Fig. 117a und b. Verdrehungsversuche an Beton und Eisenbeton (von Bach und Graf).

erzeugt wurde, wie dies in Fig. 117c schematisch dargestellt ist. Der Abstand des Meßquerschnitte betrug 70 cm. Jede Belastungsstufe blieb mindestens 3 Minuten bestehen, worauf auf das Anfangsmoment

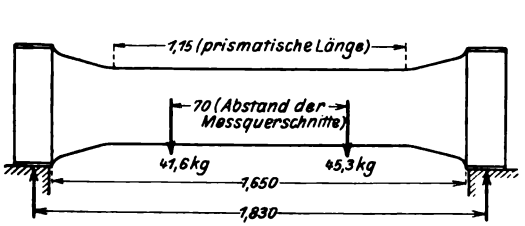


Fig. 117c.

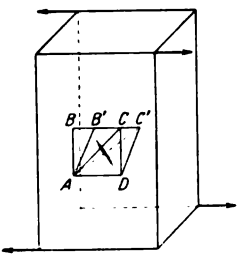


Fig. 117d.

von 25 000 kgcm zurückgegangen wurde. Die Laststufen betrugen 25000 kgcm, die in der Nähe der Rißbelastung kleiner gewählt wurden.

Die auftretenden Risse zeigten auch hier die Neigung von 45°, die Bach folgendermaßen erklärt:

Infolge der Verdrehung wird aus dem Quadrat $A\,B\,C\,D$ (Fig. 117d) ein Rhombus $A\,B'\,C'\,D$. Die Diagonale $A\,C$ verlängert sich, bis bei

Digitized by Google

der größten Verlängerung $A C'$ ein Riß eintritt, der in der Figur dargestellt ist. Die Rißlinie bildet auch hier unter 45° und der Drehrichtung entgegengesetzt.

Die Drehungsfestigkeit bei einem rechteckigen Querschnitt berechnet Bach nach der Gleichung

$$K_d = \psi \frac{M_d}{b^2 a}$$

b = die kleinere Seite
a = die größere Seite
ψ = ein Koeffizient

$$\psi = 3 + \frac{2{,}6}{0{,}45 + \frac{a}{b}}.$$

Für den kreisförmigen Querschnitt ist

$$K_d = \frac{16}{\pi} \frac{M_d}{D^3}$$

D ist der Durchmesser des Querschnitts.

Für den kreisringförmigen Querschnitt ist

$$k_d = \frac{16}{\pi} \frac{M_d}{\frac{D^4 - D_1^4}{D^4}}$$

D_1 ist der innere Durchmesser des Kreisringes.

Die Voraussetzung für diese Gleichungen ist Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen, welche allerdings streng genommen für Beton nicht gilt.

Um auch einen Vergleich der Schubfestigkeit mit der Zug- und Druckfestigkeit zu bekommen, wurden gleichzeitig 30-cm-Würfel, Prismen von 80 cm Höhe und quadratischem Querschnitt von 20 cm Seitenlänge und Zugkörper mit quadratischem Querschnitt von 20 cm Seitenlänge hergestellt. An diesen wurden die Festigkeiten und die Elastizitätszahlen für Zug und Druck bestimmt.

Die Versuche an den unbewehrten Probekörpern lieferten folgende Ergebnisse:

Für	quadratischen, Querschnitt bei einem	rechteckigen,	kreisförmigen,	kreisringförmigen
Bruchmoment in kgcm:	173 500	148 333	320 167	182 500
war K_d	30,4	32,5	25,6	17,1
$\beta = \frac{1}{G}$	$\frac{1}{136000}$ bis $\frac{1}{132000}$	$\frac{1}{142000}$ bis $\frac{1}{137000}$	$\frac{1}{141000}$ bis $\frac{1}{133000}$	$\frac{1}{131000}$ bis $\frac{1}{128000}$
Größte Verdrehung:	2,01 mm	2,28 mm	1,60 mm	1,14 mm.

Digitized by Google

Aus dieser Zusammenstellung ersieht man, daß sich die größten Verdrehungen und die Drehungsfestigkeiten ändern, je nach der Querschnittsausbildung. Beim kreisringförmigen Querschnitt sind sie am kleinsten, bei rechteckigen Querschnitten am größten.

Die Elastizitätszahlen für Zug und Druck betrugen:

$E_{bz} = 353\,000$—$29\,8000$ kg/qcm für Zugspannungen σ_{bz} bis zu 12 kg/qcm,

$E_{bd} = 295\,000$ für eine Druckspannung $\sigma_{bd} = 12$ kg/qcm und

$E_{bd} = 251\,000$ kg/qcm bis zu einer Spannung $\sigma_{bd} = 96{,}7$ kg/qcm.

Das Verhältnis der Längendehnungen zu den Querzusammenziehungen m ermittelte Bach aus der Gleichung:

$$m = \frac{2}{\frac{\beta}{\alpha} - 2}, \qquad \beta = \frac{1}{G}, \qquad \alpha = \frac{1}{E}.$$

Bis $\sigma = 5$ kg/qcm war $m = 3{,}4$,

bis $\sigma = 12$ kg/qcm war $m = 6{,}3$ bis 7.

Den Schubkoeffizienten β oder Schubelastizitätsmodul $G = \frac{1}{\beta}$ bestimmte Bach bei rechteckigem Querschnitt nach der Gleichung:

$$\beta = \frac{\Delta\varphi\, b^3 a^3}{M_d\, l\,(b^2 + a^2)\,\psi_0}$$

$\Delta\varphi$ = Verdrehungswinkel, bezogen auf die Meßstrecke l,

b = die kleine Querschnittsseite,

$$\psi_0 = 3{,}645 - 0{,}06\,\frac{a}{b}.$$

Bei einem kreisförmigen Querschnitt mit dem Durchmesser D

$$\beta = \frac{\Delta\varphi\, D^4\,\pi}{32\, l\, M_d}$$

und bei einem kreisringförmigen Querschnitt mit dem inneren Durchmesser D_1

$$\beta = \frac{\Delta\varphi\,(D^4 - D_1^4)\,\pi}{32\, l\, M_d}.$$

Danach ergab sich für den Schubelastizitätsmodul bei quadratischem Querschnitt für Spannungen $\tau = 4$—24 kg/qcm der Wert von 132 000 bis zu 125 000 kg/qcm.

Bei rechteckigen Querschnitten für Spannungen $\tau = 6{,}1$ bis zu 30 kg/qcm war $G = 142\,000$ bis $120\,000$ kg/qcm.

Für die Körper mit kreisförmigem Querschnitt:

$$G = 141\,000 \text{ bis } 133\,000 \text{ kg/qcm}$$

und für den kreisringförmigen Querschnitt:

$$G = 131\,000 \text{ bis } 128\,000 \text{ kg/qcm}.$$

Digitized by Google

Man ersieht daraus, daß die Veränderung des Schubelastizitätsmoduls oder seines reziproken Wertes des Schubkoeffizienten bis zu einer Spannung von 12 kg/qcm nicht sehr groß ist, wie dies auch von Föppl gefunden wurde. Dagegen werden bei größeren Spannungen die Schubkoeffizienten größer.

Bei den eisenbewehrten Körpern interessieren besonders diejenigen Drehmomente, bei welchen die ersten Risse auftreten. Hierzu ist zu bemerken, daß bei den nicht bewehrten Versuchskörpern der Bruch

Fig. 118a.

plötzlich eintritt; bei Eisenbetonkörpern treten zuerst Risse ein, die sich allmählich bis zum Bruch erweitern.

Bei den quadratischen Querschnitten war das Rißmoment (gleichzeitig Bruchmoment) für den unbewehrten Körper 173500 kgcm;

bei Verstärkung durch 4 Längseisen betrug das Rißmoment 188 333 kgcm,

bei 8 Längseisen: 197 500 kgcm.

Das Bruchmoment fiel bei allen 3 Probekörpern mit dem Rißmoment zusammen.

[1]) Fig. 118a, b und c sind Heft 16 der Veröfftl. d. D. A. f. E. entnommen, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

Digitized by Google

Verwendet man aber neben den 8 Längseisen auch Spiralen als Querbewehrung (siehe Fig. 117 b), so steigt das Rißmoment auf 262 500 kgcm und das Bruchmoment auf 406 667 kgcm.

Man ersieht daraus, daß nur bei gleichzeitiger Anwesenheit von Spiralbewehrung und Längsbewehrung nicht nur das Riß-

Fig. 118b.

Fig. 118c.

Fig. 118a bis c. Bruchbilder von Verdrehungsversuchen. (Versuche von Bach und Graf.)

moment, sondern auch das Bruchmoment wesentlich gesteigert werden kann.

Die Rißbildung begann in der Mitte der Seitenflächen unter 45° gegen die Hauptachse. Zwei typische Bruchbilder sind in Fig. 118a und 118b dargestellt; 118a stellt den Bruch eines nichtbewehrten, 118b eines bewehrten Betonkörpers mit Spiralbewehrung dar. Zum Vergleich sei auch auf die spiralförmige Bruchlinie bei zylinderischen Betonkörpern hingewiesen, wie sie in Fig. 118c ersichtlich ist.

Die Verdrehungen sind bei den Eisenbetonkörpern im Durchschnitt etwas kleiner gefunden worden als bei den nichtbewehrten Betonkörpern.

Digitized by Google

Bei rechteckigen Querschnitten sind ähnliche Beobachtungen gemacht worden, nur ist besonders hervorzuheben, daß die ersten Risse entsprechend den Gesetzen der Elastizitätslehre in der Mitte der längeren Seite auftraten.

Zusammenfassend folgt aus Bachschen Versuchen, daß die Drehungsfestigkeit K_d für quadratische Querschnitte 30,4 kg/qcm, für rechteckige Querschnitte 32,5 kg/qcm, für kreisförmige Querschnitte 25,6 kg/qcm und für kreisringförmige Querschnitte 17,1 kg/qcm betragen. Die Zahlen verhalten sich sonach wie

$$1{,}78 : 1{,}90 : 1{,}50 : 1 .$$

Im Vergleich mit der Zugfestigkeit, welche mit 18,6 kg/qcm bestimmt wurde, sind die Drehungsfestigkeiten beim quadratischen Querschnitt 1,63, bei rechteckigem Querschnitt 1,75, bei kreisförmigem Querschnitt 1,38 und bei kreisringförmigem Querschnitt 0,92 mal so groß als die Zugfestigkeit.

Im Verhältnis zur Würfelfestigkeit, welche mit 248 kg/qcm für dasselbe Material gefunden wurde, stellt sich die Drehfestigkeit in derselben Reihenfolge 0,12, 0,13, 0,10 und 0,07 mal so groß als die Würfelfestigkeit.

Auch das Verhältnis der Längendehnung zur Querzusammenziehung m ist je nach der Querschnittsausbildung verschieden. Für quadratische Querschnitte ist es 3,4 bis zu einer Spannung von 5 kg/qcm, für den kreisförmigen Querschnitt wird $m = 6{,}3$ bis 7 bis zu einer Spannung von 12 kg/qcm.

Diese wertvollen Stuttgarter Versuche geben uns diejenigen Aufklärungen über die Größe der Schubfestigkeit und des Schubelastizitätsmoduls, welche wir der Beurteilung der auftretenden Schubspannungen zugrunde legen können. Wir ersehen daraus, daß der Schubelastizitätsmodul für Beton viel kleiner ist als die Elastizitätsmoduli für Zug und Druck, ferner daß die Schubfestigkeit jedenfalls größer ist als die Zugfestigkeit des gleichen Materials.

Berechnet man die Schubfestigkeit nach der Gleichung

$$K_d = \tau_{max} = \tfrac{1}{2}\sqrt{K_d \times K_z} = \tfrac{1}{2}\sqrt{248 \times 18{,}6} \sim 33{,}5 \text{ kg/qcm},$$

so zeigt sich auch hier eine sehr gute Übereinstimmung mit den aus Drehversuchen mit viereckigem Querschnitt ermittelten Schubfestigkeiten.

Man kann daher im allgemeinen auf die Durchführung von Schubversuchen verzichten, um so mehr, als diese nicht, wie z. B. die Druckversuche, zur Beurteilung der Güte des Betons verwendet werden können.

Digitized by Google

11. Bedeutung der Rissebildung.

Bevor wir die Wirkung der Hauptspannungen bei Eisenbetonträgern besprechen, wollen wir einige allgemeine Betrachtungen über die Bedeutung der Rißbildungen vorausschicken.

Wie schon im Vorwort darauf hingewiesen wurde, ist bei der Klärung einiger Grundfragen des Eisenbetons durch Versuche als wertvolle Ergänzung das Studium der Rissebildung zu betrachten. Besonders aber ist das Entstehen der Risse, die Rißbelastung und der Verlauf der Risse von dem ersten unschädlichen Stadium bis zum Bruchstadium sehr wichtig.

Wir haben schon vorher gesehen, daß man das Entstehen der Risse durch Messungen indirekt feststellen kann. So z. B. konnten wir an der Schaulinie für die Dehnungen des Betons in Fig. 43 durch eine plötzliche Krümmung das Auftreten des ersten Risses erkennen, dasselbe ist der Fall bei den Schaulinien für die Durchbiegungen (siehe Fig. 111a und b). Auch das Wandern der Nullinie wurde bei der Rissebildung durch einen plötzlichen Ruck nach oben kenntlich.

In der Hauptsache sind es zwei Arten von Rißbildungen, welche bei Eisenbetonkonstruktionen auftreten können. Wenn man von Treib- und Schwindrissen absieht, welche schon früher besprochen wurden, muß man unterscheiden zwischen denjenigen Rissen, welche auf schlechte Ausführung und den sog. statischen Rissen, welche auf innere Kräfte im Beton zurückzuführen sind.

In Fig. 119 ist eine schematische Darstellung von verschiedenen Arten von Rissen, wie sie sich bei sehr hohen Belastungen in der Nähe des Bruchstadiums äußern können. Man sieht einen Riß nach der Linie $a\,b\,c\,d\,e\,f$ beim Anschluß der Unterzüge an die Stützen. Dieser Riß wird dann entstehen, wenn längs der Fläche $a\,b\,c\,d\,e\,f$ eine Arbeitsfuge gemacht wurde, ohne daß bei der später erfolgenden Herstellung des Unterzuges für eine entsprechende Verbindung gesorgt wird.

In einem solchen Falle kann es auch vorkommen, besonders wenn keine genügende Verankerung der Eiseneinlagen mit dem Unterzug vorhanden ist, daß die Voute ihren Zweck, die Höhe der Unterzüge über den Stützen zu verstärken, nicht erfüllt. Letzteres kann aber dadurch vermieden werden, wenn die Arbeitsfuge längs der Fläche $c_1 c' d'$ angeordnet wird.

Eine andere Art von Rissen, welche auf die Art der Herstellung zurückzuführen ist, ist über dem soeben genannten Riß zu sehen. Dort wird gezeigt, wie beim Fehlen von Eiseneinlagen und einer guten Verankerung der Voute mit dem Unterzug ein Abplatzen derselben erfolgen kann.

Von den statischen Rissen sind vorerst die mit m_r und m_u bezeichneten Risse zu nennen. Diese sind auf die Überwindung der Zug-

Digitized by Google

festigkeit des Betons zurückzuführen. Ihr Verlauf ist senkrecht zur Achse der Platte oder des Balkens. Sie entstehen auf derjenigen Seite des Querschnittes, wo Zugspannungen auftreten. Mit zunehmender Belastung erweitern sie sich und verlängern sich gegen die Druckzone

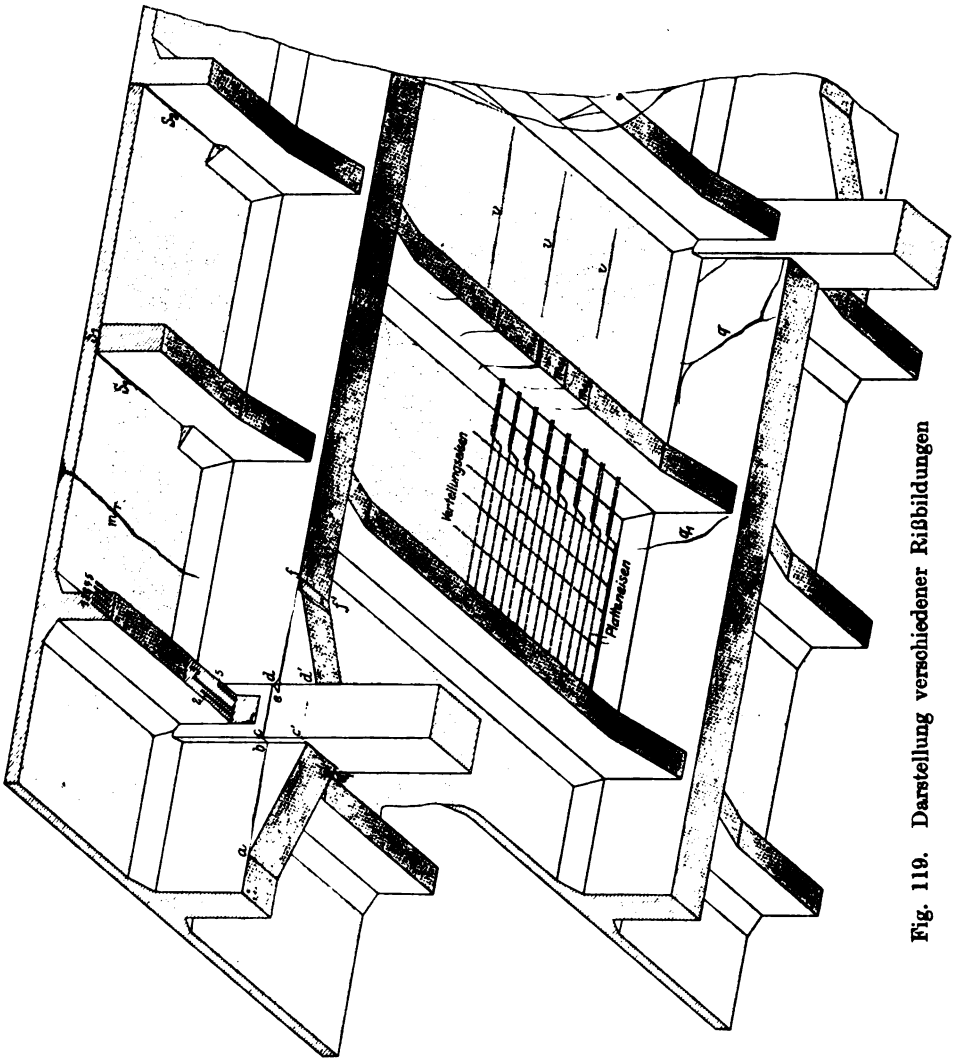


Fig. 119. Darstellung verschiedener Rißbildungen

Der Riß m_r zeigt die Form eines im Bruchstadium durch große Biegungsmomente in der Platte hervorgerufenen Risses. Wir erkennen das Bruchstadium auch daran, daß der Beton in der Druckzone zerdrückt wird. Diese Brucherscheinung tritt dann ein, wie schon früher

Digitized by Google

gezeigt wurde, wenn die Streckgrenze der Eiseneinlagen an Stelle der größten Biegungsmomente überwunden wird und durch die Verlängerung der Risse gleichzeitig auch der Druckquerschnitt verkleinert wird (siehe auch Fig. 96).

Betrachtet man in Fig. 119 die schematische Darstellung von Rißbildungen im Unterzug, die mit m_u bezeichnet sind, so wird man sehen, daß auch hier alle Risse, die auf große Biegungsmomente zurückzuführen sind, senkrecht zu den Zugeisen verlaufen. Wir sehen, daß in der Mitte an der Stelle der größten Biegungsmomente die Risse am weitesten und am längsten sind, daß die Risse um so kürzer und an der Unterfläche des Balkens um so feiner werden, je weiter sie sich von der Mitte gegen das Auflager hin entfernen, entsprechend den dort auftretenden kleineren Biegungsmomenten. Diese mit m_r und m_u bezeichneten Risse, die auf die Momente zurückzuführen sind, wollen wir in der Folge mit „Zugrissen" bezeichnen.

Eine andere Art von statischen Rissen ist auf die mangelhafte Ausbildung der T-Querschnitte zurückzuführen. Diese beim Anschluß von der Platte an den Steg entstehenden Risse, die in Fig. 119 mit S_1 und S_2 bezeichnet werden, sind darauf zurückzuführen, daß der T-Querschnitt keine genügende Widerstandsfähigkeit gegenüber horizontale und vertikale Schubspannungen besitzt (siehe auch S. 290, die Versuche von Bach über die Größe der mitwirkenden Plattenbreiten).

Bei S_1 ist die Rißbildung darauf zurückzuführen, daß entweder keine Anschlußverstärkung durch eine Voute vorhanden ist, wie das auf der rechten Seite vom Querschnitt gezeigt wird, oder wenn keine gute Verbindung zwischen Steg und Platte besteht.

Bei S_2 ist ein Fall dargestellt, wo sich die Platte vom Steg in vertikaler Richtung trennt. Dieser Fall kann auch dann eintreten, wenn der Querschnitt der Platte an der Anschlußstelle zu gering ist, wenn die Voute fehlt oder zu klein ist.

Wenn die Eiseneinlagen von der Platte in den Steg hinübergeführt werden, so wird der Riß S_2 nicht auftreten oder zumindest auf ein unschädliches Maß beschränkt werden. Die Rißbildung kann auch vollständig verhindert werden, wenn eine Verbreiterung des Steges beim Anschluß an die Platte und gleichzeitig eine feste Verbindung zwischen beiden hergestellt wird. Diese feste Verbindung entsteht, wenn die Herstellung von Platte und Steg in einem erfolgt oder wenn bei Unterbrechung der Arbeit die Fuge nicht mit dem Plattenrande, sondern mit der unteren Grenzlinie der Voute zusammenstellt.

Die mit v bezeichneten Risse können dann entstehen, wenn die Verteilungseisen, wie sie im Nachbarfeld (Fig. 119) dargestellt sind, fehlen.

Digitized by Google

Endlich sind die in Praxis am häufigsten auftretenden statischen Risse zu erwähnen, die in Fig. 119 mit $q\,q_1$ bezeichnet sind, die wir in der Folge als „Schiefe Zugrisse" bezeichnen wollen. Sie entstehen dort, wo sehr große Querkräfte und Biegungsmomente gleichzeitig auftreten, wodurch große Hauptspannungen hervorgerufen werden. Ihr Verlauf ist wesentlich verschieden von den aus den Biegungsmomenten hervorgegangenen Zugrissen. Letztere entstehen dort, wo die größten Normal(Zug)spannungen im Querschnitt auftreten. Dies ist bei einem auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken an der Unterkante des

Fig. 120. Rißbildung durch unrichtige Bügel.

Querschnittes. Mit zunehmender Belastung werden sie dort am größten und verlängern sich gegen die Druckseite, wo sie am feinsten sind, wie dies in Fig. 119 durch m_u in der Mitte des Unterzugs dargestellt ist.

Die schiefen Zugrisse entstehen in der Nähe der Nullinie und werden gegen die Ober- und Unterkante zu dünner. Mit zunehmender Belastung erweitern sich diese Risse am meisten in der Nähe der Nullinie, wie dies auch bei q schematisch dargestellt ist, entsprechend den dort auftretenden größten Hauptzugspannungen.

Schließlich soll noch darauf hingewiesen werden, daß Bügel manchmal die Ursache von frühzeitigen Rißbildungen werden können, wenn sie nicht dicht an die Längseisen anliegen und von diesen durch eine Betonschicht getrennt sind.

Digitized by Google

So zeigt z. B. Fig. 120 einen solchen Fall, wie er bei den Dresdener Biegeversuchen mit T-förmigen Querschnitten festgestellt wurde. Man sieht dort zwischen den Längseisen und den Bügeln eine kleine Betonschicht; an dieser Stelle traten die ersten Zugrisse im Beton auf.

Bei den Biegeversuchen von Bach zeigte sich auch, daß die ersten Zugrisse sehr häufig an den Bügelstellen aufgetreten sind.

Es ist daher notwendig, für einen guten Anschluß der Bügel an die Längseisen zu sorgen, da sonst die Rißbelastung kleiner werden kann.

Wir wissen, daß bei Verwendung von mehreren schwächeren Eiseneinlagen an Stelle von wenigen starken Eiseneinlagen durch eine gute Verteilung der Eiseneinlagen über den Querschnitt die Rißlasten erhöht werden können. Desgleichen auch bei Verwendung von Eisen mit nicht ebenen Oberflächen. Wir wissen ferner, daß die Weite der Risse in dem gleichen Falle geringer ist, als bei der Verwendung von ganz glatten Eiseneinlagen. Auch eine gute Verankerung der Eiseneinlagen, die einer Bewegung entgegenwirkt, wird eine Erweiterung der Risse besser verhindern können als glatte Eiseneinlagen ohne Abbiegungen.

Wenn die Größe der inneren Kräfte ein bestimmtes Maß überschritten hat, kann man die Bildung der Risse auch durch Eiseneinlagen nicht verhindern, wohl aber ist man in der Lage, durch eine richtige Anordnung und Verteilung der Eiseneinlagen die Verlängerung und Erweiterung der normalen oder schiefen Zugrisse solange einzuschränken, als die Eiseneinlagen keine großen bleibenden Formänderungen erleiden.

Der Verlauf der Risse in der Nähe des Bruchstadiums gibt uns auch die Möglichkeit, die Bruchursache zu erkennen. Im Falle der reinen Biegung ist dies schon besprochen worden (siehe S. 270). Wenn aber große Scherkräfte hinzutreten, so ist die Rißbildung vor dem Bruch ganz verschieden von den bisherigen Fällen.

Eine eingehende Besprechung des Entstehens und Verlaufs der Rißbildung mit zunehmender Belastung ist im dritten Abschnitt enthalten, wo die Versuche des Verfassers an durchlaufenden Trägern besprochen werden.

Im Folgenden soll noch gezeigt werden, wie die Eiseneinlagen angeordnet werden müssen, um die Erweiterung und Verlängerung der schiefen Zugrisse zu verhindern. Wir werden auch sehen, daß uns das Studium der Rißbildung ein Mittel bietet, nicht nur die Spannungsrichtungen zu erkennen, sondern auch, wie die Eiseneinlagen anzuordnen sind, um die Vergrößerung bereits aufgetretener Risse zu verhindern.

Digitized by Google

12. Hauptspannungen, Spannungstrajektorien.

Wie bereits erwähnt wurde, entstehen beim allgemeinen Fall der Biegung Hauptspannungen an verschiedenen Teilen eines Balkens, deren Richtung durch die Spannungstrajektorien bestimmt ist.

Um den Zusammenhang zwischen diesen und der Rißbildung zu erklären, sind in Fig. 121 für verschiedene Versuchsbalken, bei denen

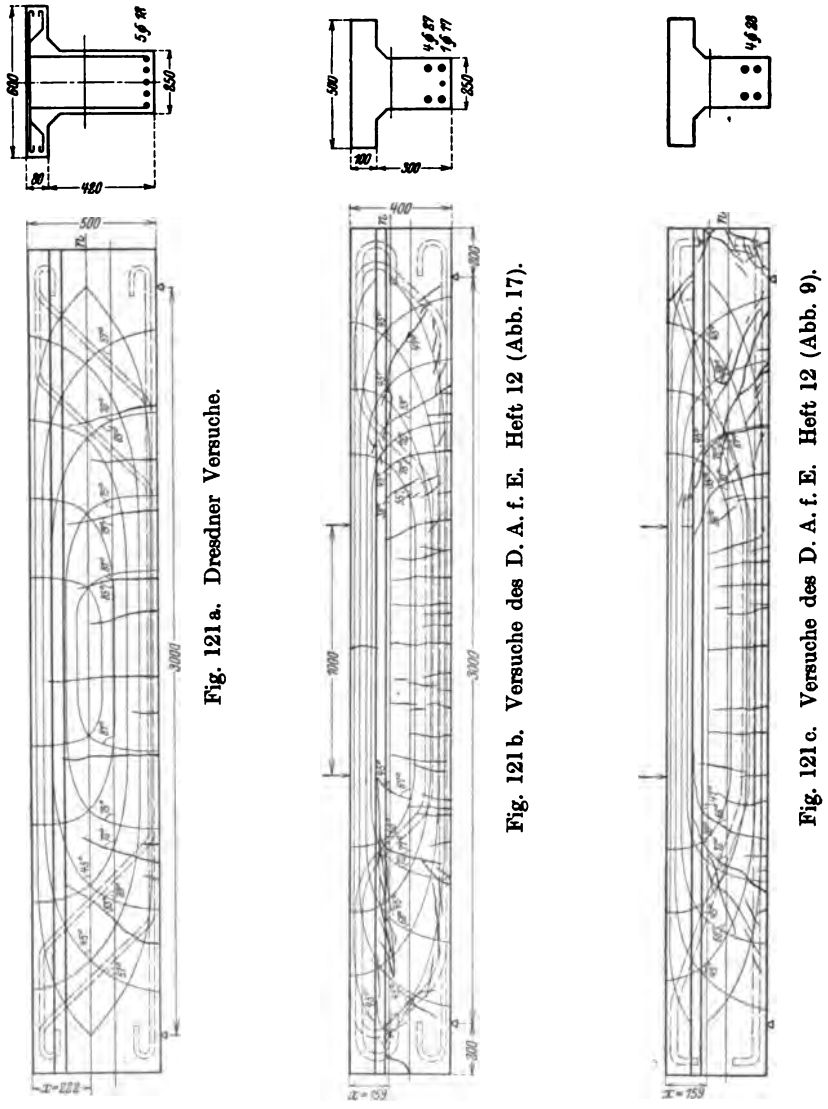


Fig. 121a. Dresdner Versuche.

Fig. 121b. Versuche des D. A. f. E. Heft 12 (Abb. 17).

Fig. 121c. Versuche des D. A. f. E. Heft 12 (Abb. 9).

Digitized by Google

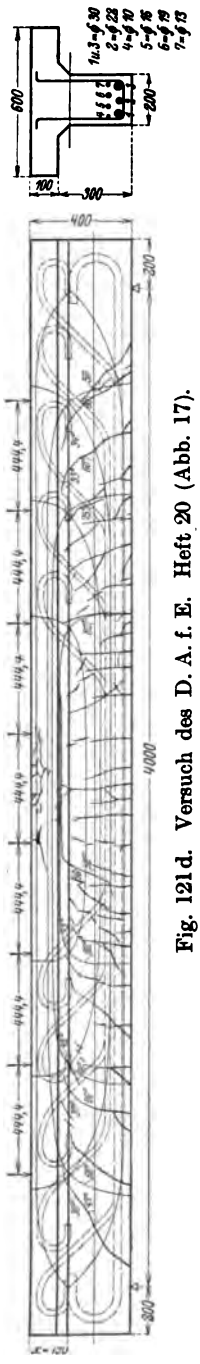


Fig. 121 d. Versuch des D. A. f. E. Heft 20 (Abb. 17).

Entstehen und Verlauf der Risse genau bekannt war, die Spannungstrajektorien bestimmt worden.

Der eingeschlagene Weg ist folgender:

Für einen bestimmten Belastungsfall, entsprechend den Versuchen, wurden an verschiedenen Stellen einer Anzahl von Querschnitten die Normalspannungen entweder aus den Versuchen direkt übernommen, oder wo dies nicht möglich war, berechnet. Für dieselben Stellen wurden die Schubspannungen berechnet.

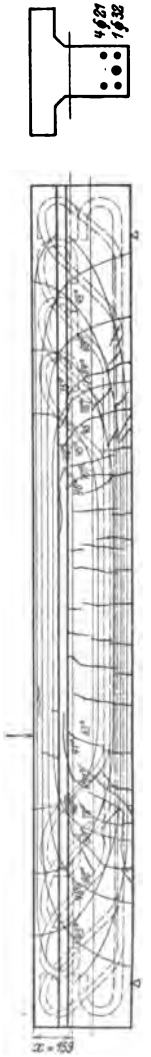


Fig. 121 e. Versuche des D. A. f. E. Heft 12 (Abb. 24).

Fig. 121 a bis e. Bestimmung der Spannungstrajektorien an verschiedenen T-Trägern.

Die Berechnung erfolgte in der Weise, daß vor dem Auftreten der Risse die Wirkung eines ideellen homogenen Querschnittes vorausgesetzt wurde, wie dies später noch gezeigt wird.

Die Lage der Nullinie wurde dort, wo es möglich war, auch direkt aus den Versuchen übernommen.

Die Belastung, für welche die Spannungstrajektorien bestimmt wurde, entsprach einer Belastung kurz vor dem Auftreten der ersten schiefen Zugrisse. Dieses Belastungsstadium läßt sich bei den Versuchen ganz genau feststellen. Solange an der Stelle der größten Momente Risse auftreten, verlaufen sie senkrecht zur Balkenachse. Die ersten auftretenden schiefen Zugrisse, die durch das Hinzutreten größerer Querkräfte entstehen, werden an denjenigen Stellen sichtbar, wo die Biegungsmomente kleiner und gleichzeitig die Querkräfte größer werden.

Das Auftreten der ersten schiefen Zugrisse deutet darauf

Digitized by Google

hin, daß die Zugfestigkeit des Betons in der Richtung der Hauptzugspannungen überwunden ist. Es müssen sonach in dem Stadium, welches die ersten schiefen Zugrisse hervorruft, die Spannungstrajektorien dieselbe Richtung haben, wie die schiefen Risse in ihrem Anfangsstadium. Mit dem Wachsen der Belastung und der Risse verändern sich selbstverständlich auch die Spannungstrajektorien, da der wirksame Querschnitt verändert wird. Eine Übereinstimmung zwischen Rissen und Spannungslinien ist nur in dem Stadium der ersten Rißbildung zu erwarten.

In Fig. 121a sind für einen Versuchsbalken aus den Dresdner Versuchen (siehe: dritter Abschnitt) für eine Belastung von 3 Tonnen pro laufenden Meter bei einer gleichförmig verteilten Belastung die Spannungstrajektorien und ihre Neigung gegen die Balkenachse an zwei verschiedenen Höhen des Querschnittes bestimmt worden.

Die Lage der Nullinie ergab sich aus den Versuchen $x = 22{,}2$ cm, danach wurde das statische Moment des Querschnittes in bezug auf die Nullinie bestimmt. Das statische Moment des Druckquerschnittes S_D (siehe Fig. 121a) wird:

$$S_D = B d \left(x - \frac{d}{2}\right) + \frac{b (x - d)^2}{2} \qquad \begin{matrix} B = 60 \text{ cm}; \; b = 25 \text{ cm} \\ x = 22{,}5 \text{ cm}; \; d = 8 \text{ cm}. \end{matrix}$$

$$S_D = 11260.$$

Da das statische Moment des Zugteiles gleich dem des Druckteiles sein muß, ergibt sich:

$$S_z = 11260 = 25 \times 27{,}8 \times 13{,}9 + n F_e \times 24{,}8; \text{ da } F_e = 16{,}2 \text{ qcm ist:}$$

$$11260 - 9650 = n \times 16{,}2 \times 24{,}8,$$

$$n = 4{,}1.$$

Die Zahl n, die auf diese Weise ermittelt wurde, ermöglicht es, an jeder Stelle des Trägers, das statische Moment S_n und das Trägheitsmoment J_n, bezogen auf die Nullinie, den wirklichen Verhältnissen entsprechend zu bestimmen.

Die Normalspannung $\sigma = \frac{M v}{J}$ kann daher in jedem Querschnitt in verschiedener Höhe bestimmt werden.

Die Schubspannungen lassen sich vor dem ersten Auftreten der Risse nach der Gleichung für homogene Querschnitte berechnen.

$$\tau = \frac{Q S_n'}{J_n b}.$$

Das Trägheitsmoment J_n, ebenso das statische Moment der abgeschnittenen Querschnittsteile in bezug auf die Nullinie S_n' lassen sich wie

Digitized by Google

vorher bestimmen. Da die Querkraft Q und die Breite b gegeben sind, lassen sich also in verschiedenen Querschnittshöhen die Schubspannungen berechnen.

Die Berechnungen, die hier nicht ausgeführt werden sollen, sind für eine große Zahl von Querschnitten für die in Fig. 121 ersichtlichen Versuchskörper durchgeführt worden. Das Ergebnis dieser Berechnungen, die Spannungstrajektorien, sind in die Figuren eingetragen.

In dieselbe Zeichnung in Fig. 121 ist auch der Verlauf der Risse eingetragen worden, wie er mit Hilfe der Versuche bekannt wurde.

Wir sehen in allen 5 angeführten Fällen, wie die Risse innerhalb der beiden mittleren Laststellen an Stelle der größten Biegungsmomente senkrecht zur Balkenachse verlaufen. Wir sehen ferner, daß die Neigung der Risse gegen die Auflager hin eine ziemlich gute Übereinstimmung mit den Spannungstrajektorien zeigt. Besonders deutlich ist dies in Fig. 121a ausgeprägt. Selbstverständlich kann man diejenigen horizontalen und schiefen Risse, die sich im Bruchstadium bilden, nicht zum Vergleich mit den Spannungstrajektorien heranziehen. Die Neigung der Risse gegen eine zur Balkenachse parallele Linie ist, ebenso die Neigung der Spannungslinien in Graden eingetragen, so daß man überall die beiden Winkel miteinander vergleichen kann. An der Nullinie ist die Neigung der Spannungstrajektorien bekanntlich 45°.

Wir sehen in Fig. 121, daß für den Belastungsfall der Versuche die Rißbildung sich so einstellt, wie es der Verlauf der Spannungen erwarten läßt. Die schiefen Risse treten immer in der Richtung der Hauptspannungen auf. Wie diese die Nullinie unter 45° treffen, ist es auch bei den Rissen der Fall. Je mehr sie sich dem Auflager nähern, desto mehr sind sie gegen die Balkenunterkante geneigt, je mehr sie sich der Stelle der größten Biegungsmomente nähern, desto steiler werden sie.

Die schiefen Zugrisse werden wahrscheinlich unabhängig davon, wie die Eiseneinlagen angeordnet sind, bei nahezu derselben Schubspannung im Beton auftreten. Wie weit die Verteilung der Eiseneinlagen auf die Rißlast einen Einfluß hat, ist durch Versuche noch nicht genau festgestellt worden. Deshalb nehmen wir den ungünstigsten Fall an, daß das Entstehen der ersten unschädlichen schiefen Risse von den Eiseneinlagen unabhängig sei. Bei den gewöhnlichen Zugrissen wird, wie wir gesehen haben, die Rißlast von der Verteilung der Eiseneinlagen beeinflußt.

Die schiefen Risse entstehen an der Stelle, wo die größten Hauptzugspannungen entstehen, an der Nullinie, und gehen quer durch den ganzen Querschnitt, im Gegensatz zu den Zugrissen infolge der Biegungsmomente. Letztere entstehen an der Stelle der größten Zugspannungen am Querschnittsrande. Mit zunehmender Belastung er-

Digitized by Google

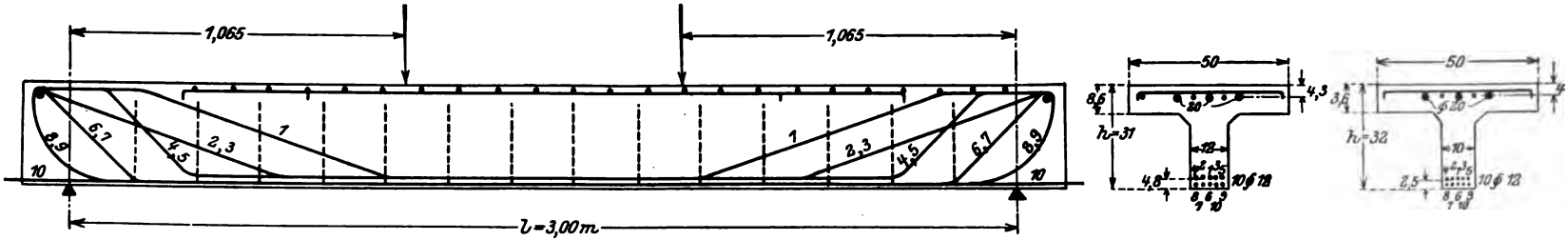


Fig. 122a.

Fig. 122c.

Fig. 122a bis c. Verlauf der Rißbildung bei Anordnung der Eiseneinlagen nach den Spannungstrajektorien (Versuche von Funke).

Digitized by Google

weitern und verlängern diese sich gegen die Nullinie und verringern den mitwirkenden Betonquerschnitt, bis bei einer höheren Belastung die Risse bis zur Nullinie reichen. Vorher wirken immer noch Teile des Betonquerschnittes auf Zug mit.

Darin liegt der grundsätzliche Unterschied zwischen den gewöhnlichen und den schiefen Zugrissen.

Die schiefen Risse gehen sofort durch den ganzen Querschnitt.

Daraus folgt, daß eine Verteilung der Schubspannungen auf den Beton- und Eisenquerschnitt nach dem Auftreten der schiefen Risse unstatthaft ist. Nach dem Eintreten der schiefen Risse wird der Schubwiderstand von den Eiseneinlagen allein aufzunehmen sein.

Auf diese Erscheinungen hat Schüle zum erstenmal bei seinen in jeder Hinsicht grundlegenden Eisenbetonversuchen an der Materialprüfungsanstalt in Zürich hingewiesen.

Theoretisch müßten sonach in allen denjenigen Fällen, wo der Betonquerschnitt allein nicht in der Lage ist, die Hauptzugspannungen aufzunehmen, was ja in der Regel der Fall ist, die Eiseneinlagen derart angeordnet werden, daß sie in der Richtung der Hauptzugspannungen, bzw. senkrecht zu den schiefen Zugrissen verlaufen. Mit anderen Worten, die zur Aufnahme der Hauptzugspannungen notwendigen Eiseneinlagen müßten in die Richtung der Spannungstrajektorien fallen.

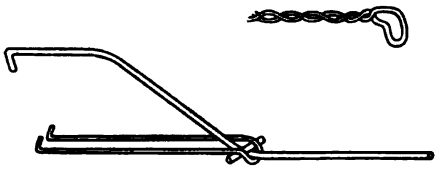


Fig. 122b.

Vorausgesetzt ist bei den vorstehenden Betrachtungen, daß die Eiseneinlagen sowohl am Ende der geraden durchlaufenden als auch an den Enden der abgebogenen Eisen sehr gut verankert sind, und daß die zur Aufnahme der Hauptzugspannungen notwendigen Eiseneinlagen in genügender Anzahl vorhanden sind.

Ein sehr lehrreicher Versuch von Funke (veröffentlicht in der Zeitschrift „Armierter Beton" 1909) zeigt den Verlauf der Rißbildung, wenn die zur Aufnahme der Hauptzugspannungen notwendigen Eiseneinlagen die theoretisch richtige Lage nach den Spannungstrajektorien erhalten. Fig. 122a zeigt den Querschnitt und die Eiseneinlagen der 3 m langen Versuchskörper. Der verwendete Beton bestand aus einer Mischung von 1 Teil Zement, $4^1/_2$ Teilen Sand und Feinschlag. Die Eiseneinlagen waren sehr gut verankert, nicht nur die Bügel, sondern auch die abgebogenen Längseisen. In Fig. 122b wird eine feste Verbindung eines gekröpften, horizontalen Bügels mittels Bolzen an einem Hauptеisen gezeigt.

Digitized by Google

Fig. 123. Das Entstehen schiefer Risse (Versuche von Schüle).

Die Versuche wurden mit zwei Einzellasten und mit einer gleichförmig verteilten Belastung durchgeführt. Ein Bild von dem Bruchstadium bei gleichmäßig verteilter Belastung zeigt Fig. 122c. Wir sehen hier denselben Verlauf der Risse, wie er vorher besprochen wurde. In der Mitte, an der Stelle der größten Biegungsmomente, treten vertikale Risse auf. Gegen das Auflager werden die Risse durch die Einwirkung der Querkräfte geneigt. Die stärkste Neigung ist in der Nähe der Auflager.

Durch die gute Anordnung der Eiseneinlagen war es möglich, die Rißbildung auf die ganze Länge des Versuchskörpers gleichmäßig zu verteilen; die letzten schiefen Risse entstanden ganz nahe an den Auflagern. Die gute Verteilung und

Digitized by Google

Verankerung der aufgebogenen Eiseneinlagen verhinderten jedoch die Zerstörung durch die Hauptzugspannungen. Vorher wurde in den Eiseneinlagen an der Stelle der Biegungsmomente die Streckgrenze überwunden, welche auch den Bruch der Probekörper herbeiführte.

Die bereits mehrfach erwähnten Versuche Schüles aus dem Jahre 1905 an T-Balken von 4 m Spannweite bei gleichförmig verteilter Belastung (s. Fig. 123) zeigen die charakteristischen vertikalen Risse an Stelle der großen Biegungsmomente in der Mitte und die schiefen Risse mit zunehmender Querkraft gegen die Enden der Träger. Was aber besondere Aufmerksamkeit verdient, sind die bei höheren Belastungen plötzlich auftretenden schiefen Risse in der Nähe der Trägermitte, entsprechend den größer werdenden Querkräften. Da dort weder Bügel noch aufgebogene Eisen vorhanden waren, waren die Risse weiter geöffnet als die anderen schiefen Risse.

Wir erkennen aus diesen Versuchen, daß die Entstehung der schiefen Risse durch die Eiseneinlagen hinausgeschoben, aber nicht verhindert werden kann. Die Aufgabe der Eiseneinlagen ist sonach, eine Erweiterung und Verlängerung entstehender Risse zu verhindern.

13. Mittel zur Aufnahme der Hauptzugspannungen.

Die Verstärkung von Eisenbetonquerschnitten zur Erhöhung des Schubwiderstandes oder zur Aufnahme der Hauptzugspannungen kann in zweierlei Weise erfolgen: mit Hilfe von Bügeln oder durch schräge Eiseneinlagen.

Letztere werden gewöhnlich durch Aufbiegen der zur Aufnahme der Biegungsmomente nicht mehr notwendigen Zugeisen erhalten. Wo diese nicht in genügender Anzahl vorhanden sind, können auch besondere schräge Eisen eingelegt werden.

Bügel verwendet man allgemein bei Eisenbetonträgern auch dann, wenn man ihnen keine eigne statische Aufgabe zuteilt. Sie bieten ein gutes Mittel, die Längseiseneinlagen im Zuggurt oder auch, wenn Druckeisen vorhanden sind, diese in ihrer richtigen Lage festzulegen und entsprechend abzusteifen. Ferner erhöhen sie auch die mechanische Verbindung zwischen den Eiseneinlagen und dem Beton, da sie die Längseisen bei hohen Belastungen an ihrer Bewegung hindern.

Verschiedene Bügelformen sind in Fig. 124a bis f dargestellt. Fig. 124a zeigt die einfachsten und gebräuchlichsten Formen der Umfangsbügel. In Fig. 124b wird gezeigt, in welcher Weise die Bügel gleichzeitig zur Absteifung der Druckeisen verwendet werden. Fig. 124c, d und e zeigen verschiedene Anwendungen von Bügeln bei einer größeren Zahl von Eiseneinlagen in der Zugzone. Die letzte Aus-

Digitized by Google

bildung ist nicht zu empfehlen, da sie den Betonquerschnitt schwächt. Eine andere Art von Bügeln zeigt Fig. 124f, welche sich bei Verwendung von Druckeisen sehr gut zur Erzielung einer guten Verankerung zwischen Zug- und Druckeisen bewährt haben. Sie sind

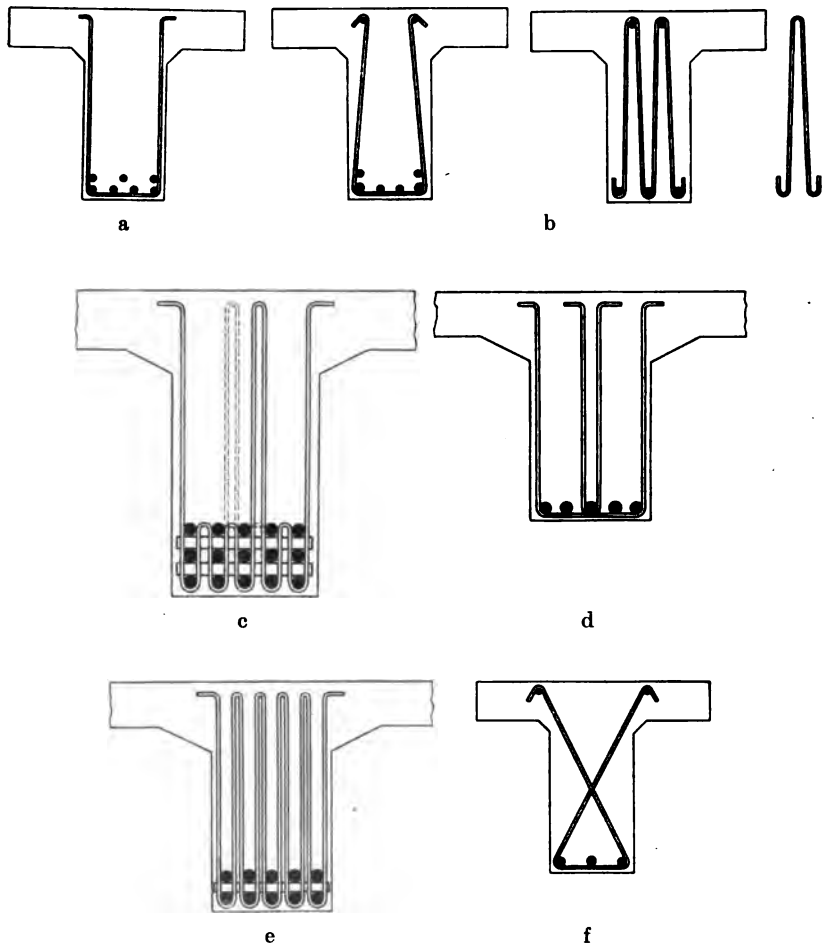


Fig. 124a bis f. Verschiedene Bügelformen.

aber nicht zu empfehlen, da sie besonders den Zuggurt des Betons durchschneiden und dadurch schwache Stellen hervorrufen können. In Fig. 124c wird auch gezeigt, in welcher Weise bei mehreren Reihen von Eiseneinlagen der Abstand zwischen je zwei Lagen durch in bestimmten Entfernungen eingelegte Abstandshalter festgelegt wird. Es

Digitized by Google

sind kleine Stücke Rundeisen, deren Durchmesser mindestens so stark wie die Längseisen sind.

Von den bei Eisenbetonträgern zur Anwendung kommenden Bügeln kann dasselbe gesagt werden wie von den Säulenbügeln. Die günstigste Form ist diejenige, welche den Betonquerschnitt so wenig als möglich schwächt. Dies trifft am besten bei den Umfangsbügeln nach Fig. 124a zu.

Die Meinungen über den Wert der Bügel zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Eisenbetonträgern waren lange Zeit geteilt. Auf Grund zahlreicher Versuche kann man jedoch behaupten, daß richtig angeordnete Bügel geeignet sind, den Schubwiderstand von Eisenbetonträgern zu vergrößern.

Es besteht eine Reihe von Versuchen, welche den günstigen Einfluß der Bügel sowohl, als auch denjenigen der schrägen Eiseneinlagen bei der Aufnahme der Hauptspannungen nachweisen.

Von diesen sind in erster Linie die aus dem Jahre 1907 stammenden Versuche des amerikanischen Forschers Talbot zu nennen, welche in den Mitteilungen der University of Illinois im Jahre 1909 veröffentlicht worden sind. An 188 Probebalken wurde die Wirkung der Bügel, getrennt von denjenigen der schrägen Eiseneinlagen, studiert.

Der Querschnitt der Probebalken war $20{,}3 \times 28$ cm; der Eisengehalt betrug zwischen 1 und 2,2% des nutzbaren Betonquerschnittes. Ferner wurden verschiedene Betonmischungen verschiedenen Alters verwendet. Die Belastung erfolgte durch zwei Einzellasten, welche die Spannweite der Balken in drei Teile unterteilten, so daß in den beiden äußeren Dritteln eine gleich große Querkraft erreicht wurde. Die Spannweite der Probebalken war für eine Reihe der Versuchskörper 1,83 und für die andere Reihe 3,66 m.

Die Anordnung der Eiseneinlagen war derart, daß bei einer Gruppe von Balken nur gerade durchlaufende Eisen, bei einer zweiten Gruppe nur aufgebogene Eisen, bei einer dritten Gruppe aufgebogene Eisen mit Bügeln und bei der vierten Gruppe die Eiseneinlagen der drei ersten Gruppen zusammen verwendet wurden. Die Abmessungen der Probekörper mit einer Darstellung der Rißbildung im Bruchstadium sind in Fig. 125 dargestellt.

Die Zusammenstellung I (S. 333) enthält die Ergebnisse der Talbotschen Versuche. Hierbei sind außer den Höchstlasten auch diejenigen Lasten angegeben, bei welchen die ersten schiefen Risse entstanden.

In Fig. 125a werden verschiedene bei den Talbotschen Probekörpern verwendete Bügel und Eiseneinlagen gezeigt. Darunter ist ein besonderer Fall, die sogenannten Cummingseisen, bei welchen die gerade durchlaufenden 16-mm-Rundeisen und die aufgebogenen 9,5-mm-Rundeisen zum Einlegen fertiggestellt werden.

Digitized by Google

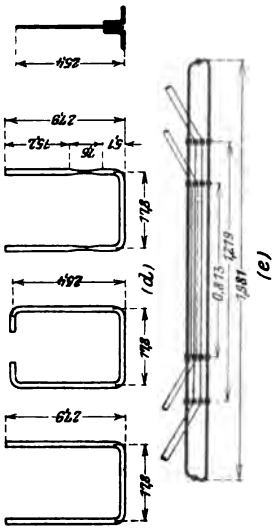


Fig. 125a. Eiseneinlagen und verschiedene Bügel.

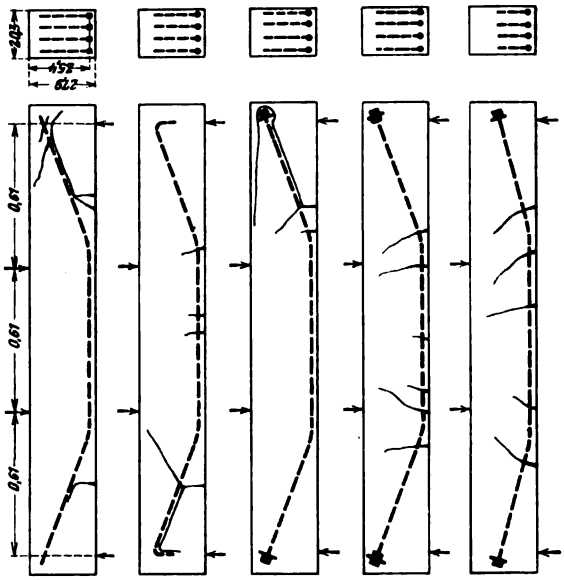


Fig. 125b. Eisenbetonbalken m. nur aufgebog. Eisen.

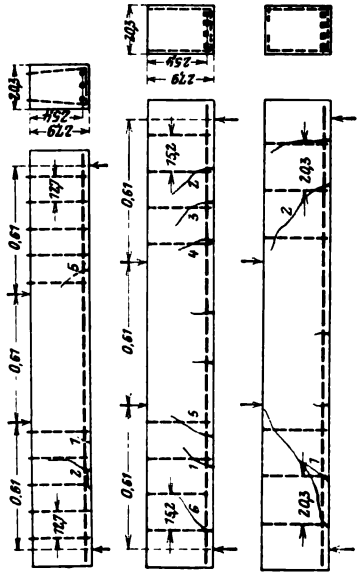


Fig. 125c. Eisenbetonbalken ohne schräge Eisen mit Bügeln.

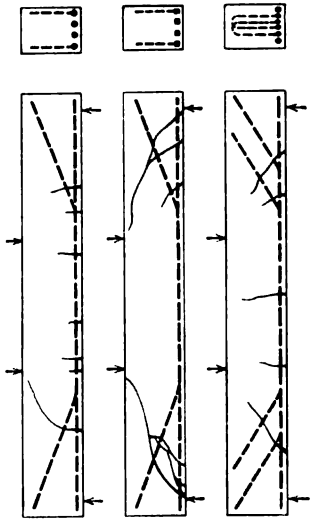


Fig. 125d. Gerade durchlaufende und aufgebogene Eiseneinlagen.

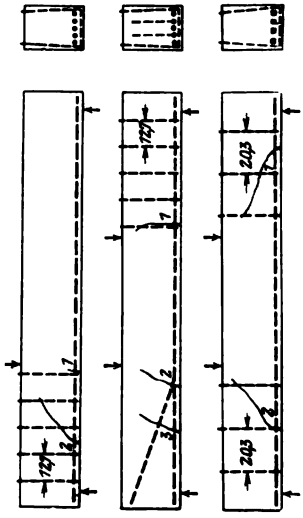


Fig. 125e. Unsymmetrische Bewehrung und Belastung.

Fig. 125a bis e. Versuche von Talbot.

Digitized by Google

Zusammenstellung I. Vergleich von einigen charakteristischen Versuchsergebnissen der Talbotschen Versuche.

Mischung	Längseisen	Eisengehalt in %	Anordnung der Eiseneinlagen	Alter in Tagen	Last beim ersten schrägen Riß kg	Schubsp. b. ersten schrägen Riß τ kg/qcm	Höchstlast in kg
1:2:4	4×13 mm gezahnte Eisen	1,25	aufgebogen bis auf 6,35 cm von Balkenoberkante (Fig. 125 b)	61	—		1824
1:2:4	4 ∅ 12,7 mm	0,98	aufgebogen wie vor, an den Enden jedoch abwärts gebogen	70	—		7575
1:2:4	4 ∅ 12,7 mm	0,98	aufgebogen wie vor, aber mit Schrauben und Platten verankert	65	4536	10,6	9571
1:2:4	4 ∅ 12,7 mm	0,98	aufgebogen wie vor, aber mit Schrauben und Platten verankert	62	6350	14,8	10070
1:2:4	4 ∅ 16 mm	1,53	aufgebogen bis auf 12,7 cm von Balkenoberkante mit Schrauben und Platten verankert	61	7258	17,0	13427
1:2:4	4 ∅ 12,7 mm	0,98	2 Eisen gerade, 2 Eisen aufgebogen bis 6,35 cm von Oberkante (nach Fig. 125 d)	67	6350	14,8	10000
1:2:4	wie I	1,25		59	10886	25,4	14061
1:2:4	2 ∅ 16 mm 4 ∅ 9½ mm	1,32	an 4 Stellen aufgebogen und zusammengebogen (Fig. 125 a)	61	9072	21,3	**14742**
			Anordnung und Stärke der Bügel / **Abstand in cm**				
1:2:4	5 ∅ 12,7 mm	1,23	∅ 6 mm, 7 auf jeder Seite	7,6	60	6350	14,8	9899
1:2:4	3 ∅ 19 mm	1,65	∅ 6 mm, 4 auf jeder Seite	17,9	59	9979	23,4	9979
1:2:4	4 ∅ 12,7 mm	0,98	∅ 12,7 mm, 5 auf jeder Seite	12,7	60	8618	20,2	9117
1:2:4	wie I	1,25	∅ 6,5 mm } Bügel an d. Enden abgebogen	15,2	60	**11458**	26,8	**14969**
1:2:4	„	1,25	∅ 6,5 mm } Bügel an d. Enden abgebogen	10,2	60	10886	25,4	**18280**
1:2:4	„	1,25	∅ 12,7 mm, oben nach innen abgebogen	20,3	59	8165	19,1	14651
1:2:4	3 ∅ 19 mm	1,65	∅ 12,7	12,7	57	10886	25,4	14106
1:2:4	3 ∅ 12 mm	1,23	∅ 61 2 mm (Balken der Fig. 125 c)	7,6	57	9979	23,4	11158
1:2:4	5 ∅ 12,7 mm	1,23	∅ 12,7 mm nur an einer Seite	12,7	63	9072	21,3	9979
1:1½:4	5 ∅ 12,7 mm	1,23	∅ 12,7 mm, eine Seite Bügel	12,7	60	6350	14,8	11838
1:1½:4	4 ∅ 12,7 mm	1,25	∅ 12,7 mm (Balken nach Fig. 125 e)	20,7	66	8165	19,1	11929

Digitized by Google

Drei Fälle, bei welchen nur aufgebogene Eiseneinlagen verwendet sind, zeigt Fig. 125b. Im letzten Fall sind die Eiseneinlagen im Druckgurt verschraubt.

In Fig. 125c sind die Probekörper mit gerade durchlaufenden und abgebogenen Eiseneinlagen und in Fig. 125c die Probekörper mit verschiedenen Bügelformen und -entfernungen dargestellt. Die kleinste Bügelentfernung war 7,6, die größte 17,8 cm. Schließlich sind in Fig. 125e diejenigen Probekörper dargestellt, welche den Einfluß unsymmetrischer Bewehrung und unsymmetrischer Belastung ermitteln sollten.

Wir ersehen aus den Angaben, daß bei diesen Versuchen die Wirkung der Bügel und der abgebogenen Eisen getrennt untersucht wurden.

Betrachtet man die Zusammenstellung, so findet man, daß die höchsten Rißlasten, bei welchen die ersten schiefen Risse festgestellt wurden, bei Balken mit schrägen Eisen nach Fig. 125d sowohl als auch bei den mit Bügeln allein versehenen Probekörpern ermittelt wurden.

Es scheint aus diesen Versuchen hervorzugehen, daß sowohl Bügel als auch aufgebogene Eisen, wenn diese entsprechend gut verteilt sind, die Rißbelastung für die schiefen Zugrisse ebenso erhöhen können, wie eine gute Verteilung der Längseisen auf der Zugseite die Rißlasten der gewöhnlichen Zugrisse erhöhen kann.

Die Versuche zeigen auch eine beträchtliche Erhöhung der Höchstlasten in beiden Fällen.

Die Entstehung der Risse war nach den Talbotschen Ergebnissen im Falle von nur gerade durchlaufenden Eisen derart, daß etwa in der Höhe der Nullinie ein kleiner schiefer Riß zwischen den Lastpunkten und dem Auflager entstand. Manchmal bildete sich auch zuerst ein horizontaler Riß längs der Eiseneinlagen, der aber von bereits bestehenden vertikalen Rissen ausging. Mit zunehmender Belastung erweiterte und verlängerte sich der schiefe Riß, der auch zum Bruche führte. Die Neigung des schiefen Risses gegen die Balkenachse war verschieden, je nach der Mischung des Betons und dem Verhältnis der Höhe des Balkens zur Spannweite.

Beim Vorhandensein von Bügeln oder schrägen Eiseneinlagen bildete sich eine größere Zahl von schiefen Rissen, welche bis in die Nähe des Auflagers reichten, was in den Darstellungen in Fig. 125 ersichtlich ist.

Von besonderer Bedeutung ist die Art des Bruches. Bei nur gerade durchlaufenden Eisen fiel der Bruch mit der Bildung des ersten schiefen Risses zusammen. Bei Vorhandensein von Bügeln oder schräg aufgebogenen Eiseneinlagen erfolgte der Bruch weniger plötzlich und wurde vorher durch eine größere Durchbiegung angekündigt.

Digitized by Google

Die Ergebnisse der Talbotschen Versuche lassen sich in folgenden Sätzen zusammenfassen:

Besteht die Bewehrung nur aus gerade durchlaufenden Eisen, so wird der Bruch plötzlich durch die schiefen Zugspannungen erfolgen, der Einfluß der wiederholten Belastungen kann in diesem Falle sehr verhängnisvoll werden. Der Einfluß der Betonmischung ist hier größer als in dem Falle, wo Bügel oder schräge Eisen vorhanden sind.

Das Verhältnis $\frac{h}{l}$ (der Höhe zur Spannweite) eines Balkens zeigt einen großen Einfluß auf die größten Schubspannungen. Bei kleineren Spannweiten mit großen Höhen sind sie größer als bei großen Spannweiten mit geringen Höhen.

Die Bruchlast der Balken mit nur aufgebogenen Eisen ist nicht sehr verschieden von derjenigen mit nur gerade durchlaufenden Eisen. Der Bruch erfolgt aber weniger plötzlich als bei den letzteren. Besonders charakteristisch ist bei den nur aufgebogenen Eisen das Absplittern des Betons längs der geneigten Eisen. Sind die aufgebogenen Eisen verankert, so ergibt sich eine höhere Tragfähigkeit.

Ist bei einem Balken ein Teil der Eiseneinlagen gerade durchlaufend, der andere aufgebogen, so ergibt sich eine höhere Tragfähigkeit und der Bruch erfolgt allmählich. Die Wirkung wird um so besser, je mehr Eisen aufgebogen sind, und wird erhöht, wenn die Aufbiegungen an mehreren Stellen der Balkenenden erfolgen.

Die Wirkung der Bügel besteht in einer Erhöhung der Tragkraft der Eisenbetonkörper. Der Bruch erfolgt auch in diesem Falle allmählich. Die Wirkung der Bügel beginnt erst mit der Bildung der schiefen Risse. Der Bruch bei den mit Bügeln versehenen Balken erfolgte durch Gleiten oder Zerreißen der Bügel. Bei der Anwendung von Bügeln aus gezahntem Eisen war infolgedessen auch eine Erhöhung der Bruchlast zutage getreten, weil diese ein Gleiten der Bügel verhinderten. Jedenfalls ist durch diese Versuche der große Einfluß der Bügel festgestellt worden.

Fast gleichzeitig mit den Talbotschen Versuchen hat Luft Versuche für die Firma Dyckerhof & Widmann an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart ausführen lassen, welche sich mit dem Einfluß der schrägen Eisen und der Bügel befaßten.

Luft ist es auch gelungen, durch diese Versuche den bis dahin vielfach angezweifelten Wert der Bügel zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Eisenbetonkonstruktionen nachzuweisen.

Außer einer Anzahl von Versuchen an Würfeln und Prismen zur Bestimmung der Elastizitätswerte und der Festigkeit des verwendeten Betonmaterials wurden 2,80 m lange T-Balken von den in Fig. 126 ersicht-

Digitized by Google

lichen Längs- und Querschnitten den Versuchen unterworfen. Der Beton war aus einer Mischung von 1 Teil Zement, 2 Teilen Grubensand und 3 Teilen Basaltgrus mit einer maximalen Korngröße von 2,5 cm.

Der Querschnitt der Eiseneinlagen war bei allen Versuchskörpern in der Mitte an Stelle der größten Biegungsmomente gleich, verschieden waren nur die Form und Stärke der Bügel und die Aufbiegungen der Längseisen. Alle Eiseneinlagen waren an den Enden rechtwinklig abgebogen, wie dies in Fig. 126 ersichtlich ist.

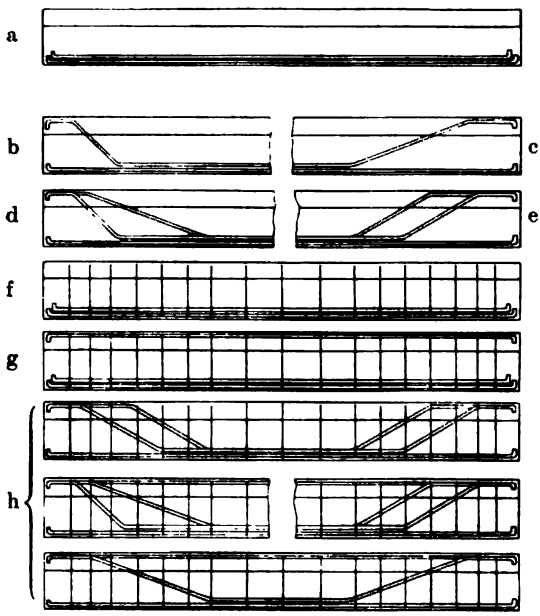


Fig. 126a bis h. Einfluß der Bügel (Versuche von Luft).

Bei einer Spannweite von 2,52 m erfolgte die Belastung durch zwei im Abstand von 0,84 m symmetrisch zur Mitte angeordnete Einzellasten.

Ebenso wie Talbot entwickelt Luft in systematischer Weise den Einfluß sowohl der Bügel, als auch der hochgezogenen Eisen, jedes für sich getrennt und den Einfluß beider zusammen.

Die Ergebnisse dieser Versuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Bei Eiseneinlagen, welche im Zuggurt gerade durchlaufen (Fig. 126a), war die Bruchlast 14,8 t.

Durch Hochziehen einer Eiseneinlage unter 45° nach Fig. 126b wurde die Bruchlast auf 26,8 t gesteigert.

Durch Hochziehen einer Eiseneinlage nach Fig. 126c, stieg die Bruchlast auf 28,4 t. Danach hatte es den Anschein, als ob ein flachhochgezogenes Eisen eine bessere Wirkung habe, als ein unter 45° aufgebogenes Eisen. Dies trifft jedoch nicht zu, wie noch später gezeigt wird.

Nach Fig. 126d, wo ein Eisen unter 45° und eines flach hochgezogen war, betrug die Bruchlast 26,9 t. Das Bruchbild dieses T-Balkens ist in Fig. 126e ersichtlich, wo sich auch der große schiefe Riß zeigt, der in der Nähe der Auflager zum Bruche führte. Wir können hier schon eine Erscheinung beobachten, welche für die Verteilung der schrägen

Digitized by Google

Eisen grundlegend ist. Wir sehen den Bruchriß an derjenigen Stelle des Balkenendes, wo kein schräges Eisen vorhanden war. Der Riß nimmt ungefähr den Verlauf von der Auflagerstelle bis zur letzten Aufbiegung der Eiseneinlagen im Druckgurt. Wäre noch ein schräges Eisen etwas näher gegen das Auflager hin vorhanden gewesen, so hätte dieser Riß voraussichtlich nicht zum Bruch geführt.

Die Versuche mit T-Balken und vertikalen Bügeln ohne hochgezogene Eisen nach Fig. 126f ergaben eine Bruchlast von 27,2 t. Wir sehen also, daß sie sich ungefähr so verhalten, wie die Balken mit nur hochgezogenen Eisen. Verwendet man aber gleichzeitig eine Druckbewehrung nach Fig. 126g, ohne Längseiseneinlagen abzubiegen, so steigt die Bruchlast auf 30,8 t. Hierbei sind Bügel verwendet worden, wie sie in Fig. 124b abgebildet sind, während bei den anderen Probebalken mit Bügeln einfache Umfangsbügel nach Fig. 124a verwendet wurden.

Die Vereinigung von Bügeln und hochgezogenen Eisen nach

Fig. 126e.

Digitized by Google

Fig. 126h, wie sie in der Praxis meist vorkommt, steigerte die Bruchlast auf 32 t.

Durch die Anordnung von Bügeln und hochgezogenen Eisen war es möglich, das Bruchbild vollständig zu ändern. Nicht die schiefen Risse am Auflager, sondern die Zugrisse an Stelle der größten Biegungsmomente haben zum Bruch geführt, wie dies in Fig. 126i gezeigt wird. Die Bügel und die hochgezogenen Eisen boten genügenden Schubwiderstand, und die Eiseneinlagen konnten an der Stelle der größten Biegungsmomente bis zu der Streckgrenze beansprucht werden, was bei den anderen Versuchsbalken nicht der Fall war.

Mit diesen Versuchen hat Luft den Nachweis erbracht, daß Bügel allein ebenso in der Lage sind, die Tragfähigkeit von Eisenbetonträgern zu erhöhen, wie schräge Eiseneinlagen, wobei aber

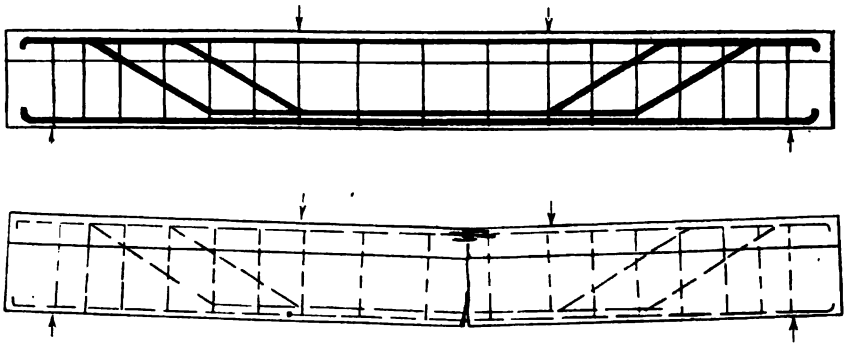


Fig. 126i.

nicht unbeachtet bleiben darf, daß die günstigen Ergebnisse nur dann erzielt werden, wenn eine gute mechanische Verbindung zwischen Beton und Eisen besteht, und die Längseisen an die Bügel fest anliegen.

Versuche von Bach und Graf für den deutschen Ausschuß für Eisenbeton (s. Veröffentlichung Heft 10) mit Bügeln nach Fig. 124a und b mit verschiedenen Bügelstärken und verschiedenen Bügelentfernungen haben auch gezeigt, daß bei Anwendung von Bügeln die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken gesteigert werden kann. Diese Versuche haben ferner gezeigt, daß schwächere Bügel in kleineren Abständen wirtschaftlicher sind. Es ergab sich bei Verwendung von 5 mm starken Bügeln die größte Zunahme der Höchstlast für 1 kg Bügelgewicht. Schließlich zeigten diese Versuche, daß ein Unterschied zwischen Flacheisen- und Rundeisenbügeln nicht wahrnehmbar ist, und daß es zweckmäßig ist, die Bügel so hoch wie möglich in die Platte zu führen und sie an den Enden abzubiegen.

Die besprochenen Versuche beweisen einwandfrei den großen Wert der Bügel zur Erhöhung des Schubwiderstandes von Eisen-

Digitized by Google

betonkonstruktionen. Sie beweisen ferner auch den Wert der hochgezogenen Längseisen, und daß der größte Schubwiderstand durch gleichzeitige Verwendung von Bügeln und hochgezogenen Eisen erzielt wird.

Eine Verwendung von Bügeln allein ohne schräge Eiseneinlagen ist nicht zu empfehlen, weil eine einwandfreie Herstellung in der Praxis nur schwer durchführbar ist. Der für die erhöhte Wirkung unerläßliche gute Anschluß an die Längseisen läßt sich in der Regel nicht voraussetzen. Man wird jedoch Bügel immer verwenden nicht nur, um die Sicherheit gegen die Wirkung der Querkräfte zu erhöhen, sondern auch, weil sie ein Mittel bieten, die Längseisen in ihre richtige Lage einzubringen.

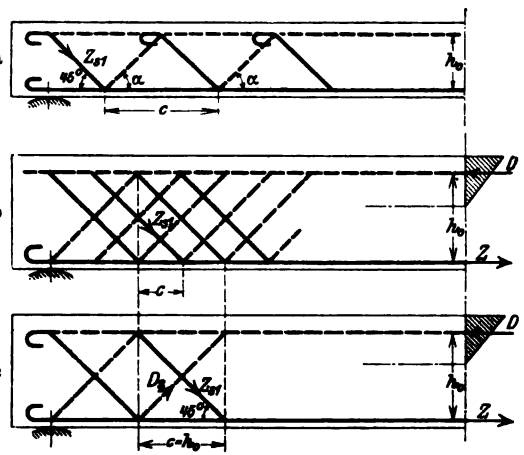


Fig. 127.

Aus den angeführten Gründen aber wird man nach wie vor die Wirkung der Bügel bei der Berechnung nicht berücksichtigen.

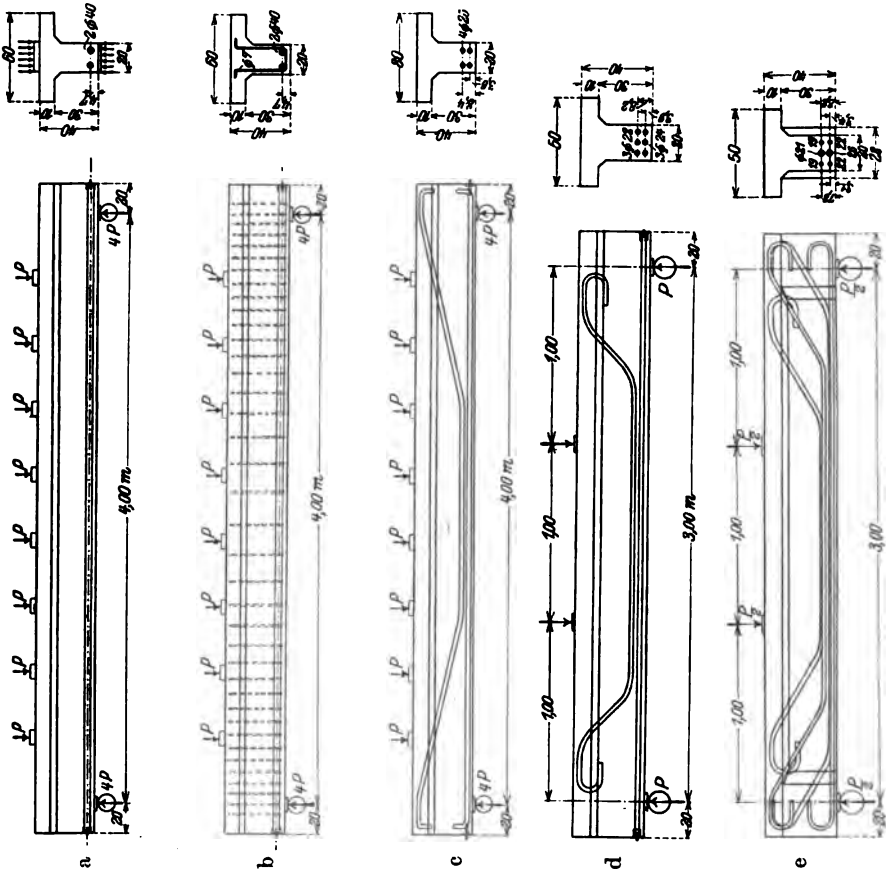
Es bleibt sonach der andere Weg, den Schubwiderstand von Eisenbetonkonstruktionen zu erhöhen, indem man schräge Eiseneinlagen verwendet, welche von der Zugzone nach dem Druckgurt nach der Linie der Hauptzugspannungen geführt werden.

Es fragt sich nun: Welches ist die günstigste Verteilung und die günstigste Richtung der schrägen Eiseneinlagen und wie sind sie zu bemessen, damit der größte Widerstand gegen Schub- und Hauptspannungen erzielt wird?

Die günstigste Richtung der schrägen Eiseneinlagen ist, wie bereits vorher gezeigt wurde, die Richtung der Spannungstrajektorien, danach ist es am günstigsten, die abgebogene Eiseneinlage in der Nähe der größten Querkräfte am Auflager unter 45° gegen die Nullinie abzubiegen. Je weiter die Aufbiegungen gegen die Mitte des Trägers liegen, desto flacher können sie werden, entsprechend dem Verlauf der Spannungslinien. In der Praxis ist es einfacher und übersichtlicher, alle Eiseneinlagen unter 45° abzubiegen, in Ausnahmefällen jedoch, wenn die Zahl der aufzubiegenden Eiseneinlagen beschränkt ist, kann man die von den Auflagern entfernteren abgebogenen Eisen unter einem kleineren Winkel abbiegen.

Digitized by Google

Die Wirkung der schrägen Eiseneinlagen im Eisenbetonkörper ist manchmal mit der Wirkung eines Diagonalfachwerks verglichen worden (besonders von Saliger und Mörsch). Saliger hat mit Hilfe von Versuchen nachweisen wollen, daß die Wirkung eines Fachwerks derart zustande kommt, daß die Zugdiagonalen aus den schrägen Eiseneinlagen und die Druckglieder aus entsprechenden Betonstreifen gebildet werden.



In Fig. 127a, b und c sind das einfache Dreieckfachwerk, das Fachwerk mit gekreuzten Diagonalen und das engmaschige Gitterwerk so dargestellt, wie Saliger die Wirkung im Eisenbetonkörper erklärt. Es geht aber aus Versuchen und besonders aus denjenigen von Saliger hervor, daß eine fachwerkartige Wirkung nicht angenommen werden kann. Es läßt sich auch nachweisen, daß bei der Austeilung der Eiseneinlagen nach Fig. 127a die zum Bruch führenden schiefen Risse gerade am stärksten in der durch eine strichlierte Linie angedeuteten Druckdiagonale auf-

Digitized by Google

treten, daß die Erweiterung dieser Risse verhindert werden kann, wenn ein schräges Eisen quer durch den Riß geht. Auf diese Erscheinung ist bereits bei den Luftschen Versuchen an dem Bruchbild in Fig. 126e aufmerksam gemacht worden.

An der Hand der Versuche von Saliger[1]) und der von Bach und Graf durchgeführten Versuche des deutschen Ausschusses für Eisen-

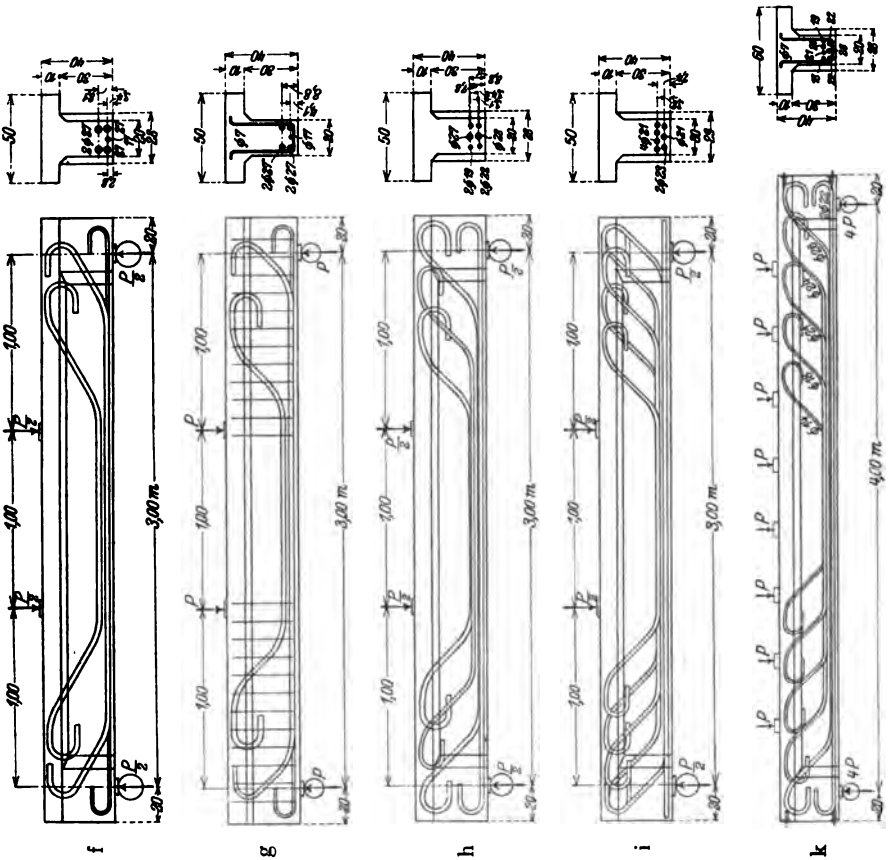


Fig. 128a bis k. Versuche über die Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrungen gegen Schubkräfte (Versuche der D. A. f. E. von Bach und Graf).

beton (Heft 12 und 20 dieser Mitteilungen) soll nun im Folgenden gezeigt werden, welches die günstigste Anordnung und Verteilung der schrägen Eiseneinlagen ist.

Hierbei bietet uns wieder die Rißbildung zwischen dem Entstehen der ersten feinen Risse und dem Bruchstadium ein wertvolles Mittel, die beste Anordnung zur Aufnahme von Schubkräften zu studieren.

[1]) Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken auf Grund von Versuch und Erfahrungen von Prof. Dr. Saliger, Verlag J. Springer, Berlin 1912.

Digitized by Google

Die Versuche von Bach und Graf sind an einer großen Reihe von T-Balken ausgeführt, von welchen einige typische Beispiele in Fig. 128 dargestellt sind.

Die Spannweite aller Probebalken betrug 3 m, die Breite der Platte war 50 cm, bei einer Stärke von 10 cm und einer Stegbreite von 20 cm. Letztere wurde gegen das Auflager hin verstärkt, wie dies z. B. in Fig 128e im Querschnitt gezeigt wird. Diese Stegverbreiterung an den Auflagern erhöht den Schubwiderstand des reinen Betonquerschnittes an Stelle der größten Querkräfte. Auf die Wirkung der Eiseneinlagen hat die Stegverbreiterung keinen Einfluß, da man erst nach dem Auftreten der Risse im Beton von einer Wirkung der Eiseneinlagen sprechen kann.

Die Ausbildung der Eiseneinlagen war bei diesen systematisch durchgeführten Versuchen derart, daß an der Stelle der größten Biegungsmomente der Querschnitt der Längseisen ebenso wie der Betonquerschnitt bei allen Versuchskörpern vollkommen gleich war. Verschieden war nur die Anordnung und die Verteilung der schrägen Eisen und der Bügel. Ausgehend von den T-Balken mit nur gerade durchlaufenden Eiseneinlagen nach Fig. 128a, welche zum Vergleich dienen sollten, sehen wir bei den anderen Versuchskörpern in Fig. 128 Aufbiegungen unter 45° oder unter 30° gegen die Balkenachse. Die unten im Zuggurt durchlaufenden Eiseneinlagen sind an den Enden mit und ohne Haken, die nach dem Druckgurt aufgebogenen Eiseneinlagen sind entweder mit rechtwinkligen oder mit U-förmigen Haken versehen. Das Wesentlichste ist die Verteilung dieser aufgebogenen Eisen, welche in Fig. 128 an einigen typischen Fällen gezeigt wird. Die Abbiegungen sind bis zu einem Krümmungshalbmesser, der das 10fache des Eisendurchmessers beträgt, abgerundet oder eckig wie in Fig. 128c. Der Gesamtquerschnitt der schrägen Eiseneinlagen war verschieden, je nach der Verteilung der Aufbiegungen an den Balkenenden.

Die Belastung bestand, wie in Fig. 128 gezeigt wird, entweder aus zwei symmetrischen Einzellasten oder einer gleichförmig verteilte Belastung.

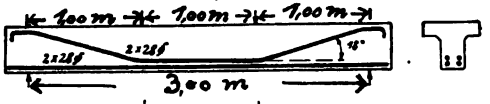
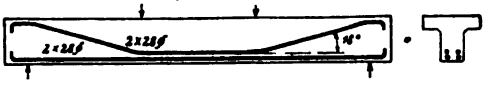
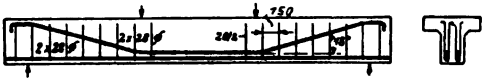
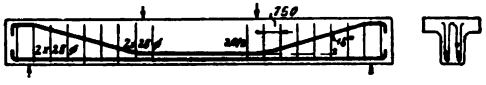
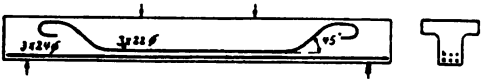
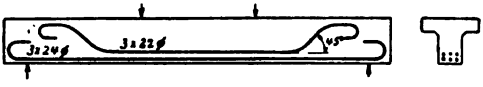
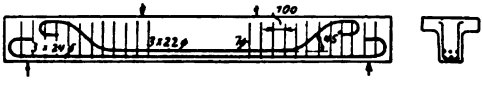
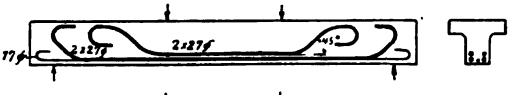
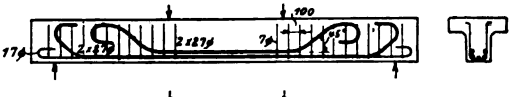
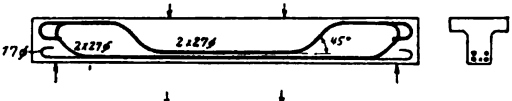
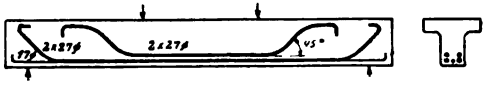
Das Verhältnis des aufgebogenen Eisenquerschnittes zu dem an Stelle der größten Biegungsmomente vorhandenen vollen Eisenquerschnitt ist in beistehender Zusammenstellung II angegeben.

Die Versuche haben gezeigt, daß zur Erzielung des größten Schubwiderstandes unter sonst gleichen Verhältnissen eine gute Verankerung der Eiseneinlagen an den Enden geboten erscheint. Sie wird, wie bereits früher gezeigt wurde, am besten und sichersten durch die U-förmigen Haken erreicht.

Ferner ist zu beachten, daß eine Abbiegung mit scharfen Ecken bei größeren Zugkräften im Eisen, die Ursache von lokalen Zerstörungen sein kann. Man wird daher die Eiseneinlagen an den Aufbiegungsstellen abrunden müssen.

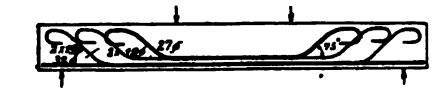
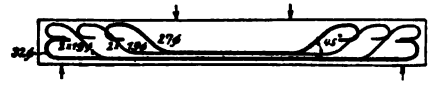
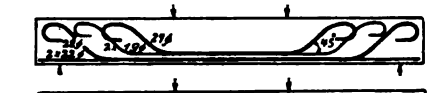
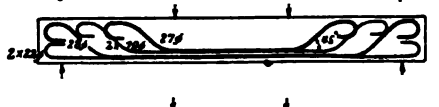
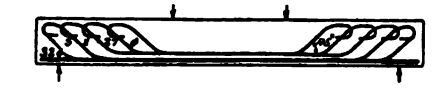
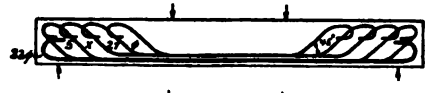
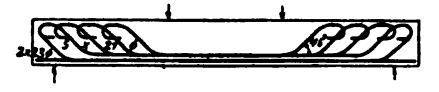
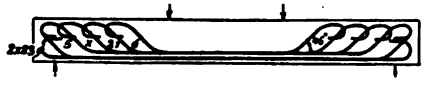
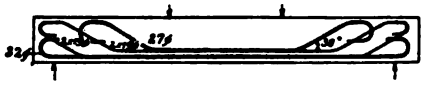
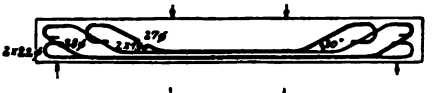
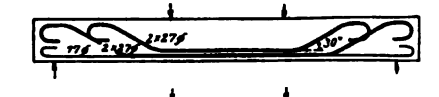
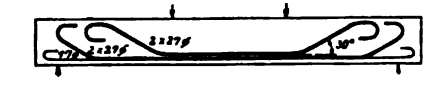
Digitized by Google

Zusammenstellung II: Versuche von Bach und Graf. (Heft 12 der Veröfftl. des D. A. f. E.)

1	2	3	4	5	6	7
Reihe	Nr.	Bauart der Balken	Querschnitt d. Einlagen in der Zugzone: Gesamtquerschnitt F_e in qcm	Querschnitt d. aufgebogenen Einlagen F_e' qcm	$\frac{F_e'}{F_e}$ %	Höchstlast in t
I	a		24,75	12,35	49,9	28,3
	b		24,68	12,35	50,0	34,5
	c		24,71	12,32	49,9	37,3
	d		24,73	12,37	50,0	44,8
II	a		25,20	11,52	45,7	35,2
	b		25,20	11,52	45,7	42,0
	c		25,17	11,51	45,8	48,6
III	a		25,19	22,95	91,3	38,0
	b		25,24	22,99	91,2	44,8
	c		25,27	23,01	91,2	42,0
	d		25,23	22,97	91,2	39,3

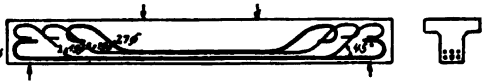
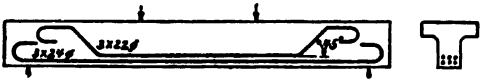
Digitized by Google

Zusammenstellung II (Fortsetzung): Versuche von Bach und Graf. (Heft 12 der Veröfftl. des D. A. f. E.)

1	2	3	4	5	6	7
Reihe	Nr.	Bauart der Balken	Querschnitt d. Einlagen in der Zugzone: Gesamtquerschnitt F_e in qcm	Querschnitt d. aufgebogenen Einlagen F_e' qcm	$\frac{F_e'}{F_e}$ %	Höchstlast in t
IV	a		25,17	17,05	67,8	41,0
	b		25,18	17,04	67,8	46,0
V	a		25,24	17,57	69,7	44,7
	b		25,23	17,59	69,7	49,5
VI	a		25,55	17,50	68,5	42,1
	b		25,52	17,46	68,5	45,5
	c		25,70	17,50	68,1	44,6
	d		25,77	17,52	68,0	47,3
VII	a		25,22	17,08	67,7	40,8
	b		25,28	17,60	69,6	45,3
	c		25,40	23,13	91,0	39,4
	d		25,28	23,01	91,0	43,2

Digitized by Google

Zusammenstellung II (Fortsetzung): Versuche von Bach und Graf. (Heft 12 der Veröfftl. des D. A. f. E.)

1	2	3	4	5	6	7
Reihe	Nr.	Bauart der Balken	Querschnitt d. Einlagen in der Zugzone: Gesamtquerschnitt F_e in qcm	Querschnitt d. aufgebogenen Einlagen F_e' qcm	$\frac{F_e'}{F_e}$ %	Höchstlast in t
VIII	a		25,27	23,00	91,0	48,0
	b		25,19	17,12	68,0	45,7
	c		25,23	17,58	69,7	48,7
IX	—		25,04	11,37	45,4	37,2

Um den Wert der schrägen Eiseneinlagen zu erkennen, müssen wir vorerst die Rißbildung bis zum Stadium des Bruches verfolgen, und mit dieser gleichzeitig die Bruchursachen und die Bruchlasten vergleichen.

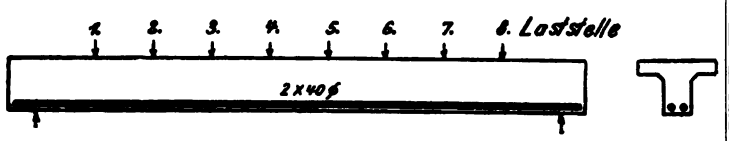
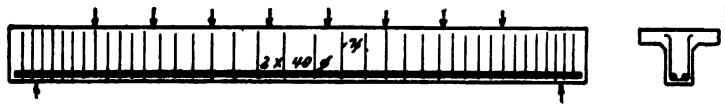
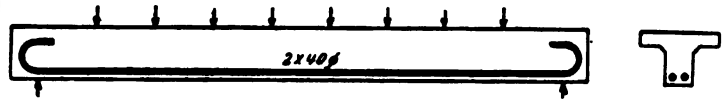
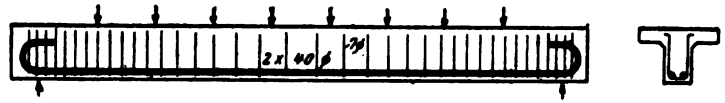
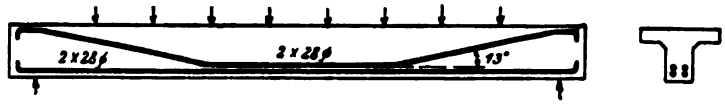
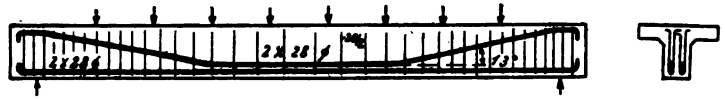
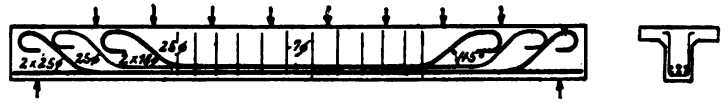
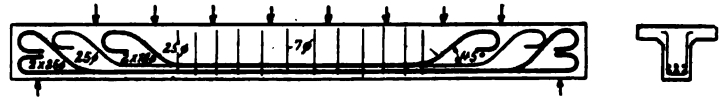
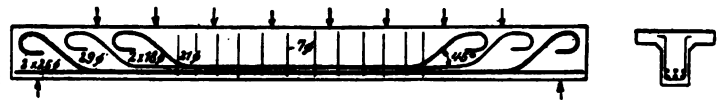
Die ersten Risse werden an der Stelle der größten Biegungsmomente, also in der Mitte der Versuchsbalken entstehen, das sind die gewöhnlichen Zugrisse. Mit zunehmender Belastung bilden sich schiefe Risse an der Stelle der größeren Querkräfte. Wenn an den Orten der entstehenden schiefen Risse abgebogene Eiseneinlagen vorhanden sind, so tritt an dieser Stelle eine Entlastung ein, und es bilden sich neue schiefe Risse.

Je besser sonach die Verteilung der schrägen Eiseneinlagen über das Balkenende ist, desto größer ist die Zahl der schiefen Risse im Bruchstadium, desto näher liegt der zum Bruch führende schiefe Riß gegen das Auflager hin.

In der schematischen Darstellung, Zusammenstellung III, kann man dies sehr gut beobachten. Wir sehen z. B. bei Balken 1 und bei Balken 3 wo weder Bügel noch schräge Eisen vorhanden sind, daß der zum Bruch führende schiefe Riß mehr vom Auflager entfernt ist, wie z. B. bei Balken 11, 15, 16, wo der Bruchriß fast bis ans Auflager heranreicht.

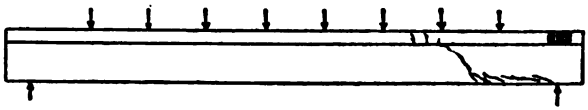
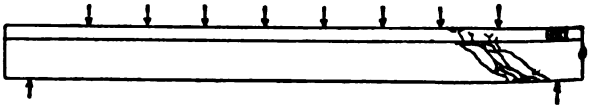
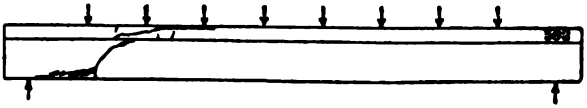
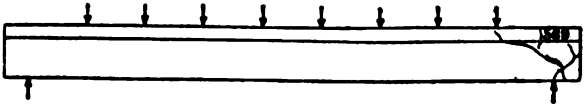
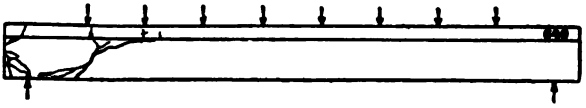
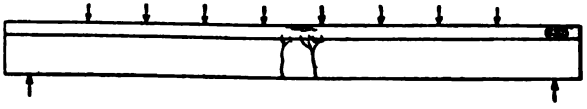
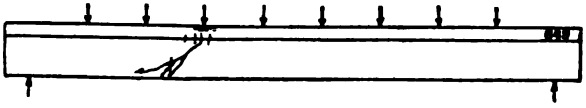
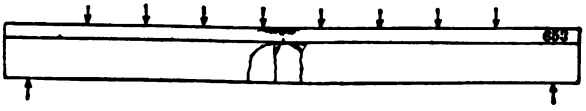
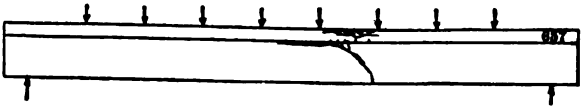
Digitized by Google

Zusammenstellung III: Versuche von Bach

1 Reihe	2 Figur	3 Bauart der Balken	4 Querschnitt der Einlagen in der Zugzone: Gesamtquerschnitt F_e qcm	5 Querschnitt d. aufgebog. Einlagen F'_e qcm
1	1		25,16	—
	2		25,14	—
	3		25,16	—
	4		25,56	—
2	5		24,57	12,26
	6		24,53	12,27
3	7		24,88	15,00
	8		24,91	14,98
4	9		25,21	15,31

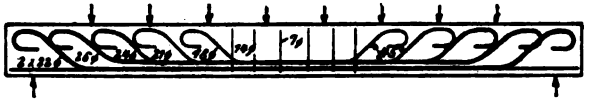
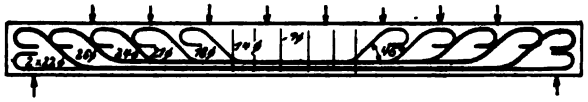
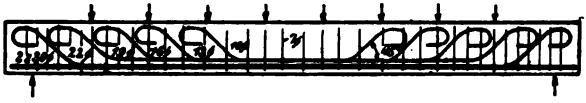
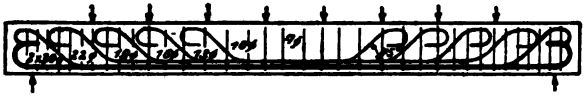
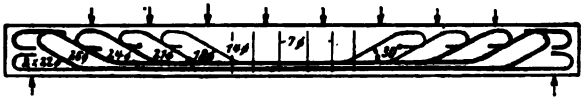
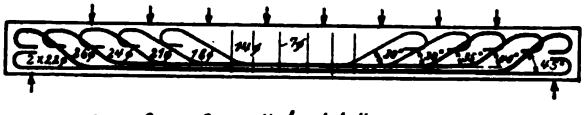
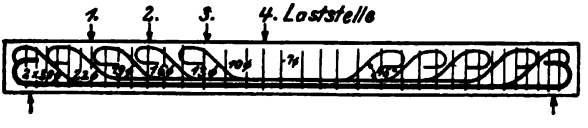
Digitized by Google

und Graf (Heft 20 der Veröfftl. des D. A. f. E).

6	7	8
$\frac{F'_e}{F_e}$ %	Höchstlast in t	Beispiele über die Lage der Risse, bei welchen die Zerstörung stattfand
—	21,3	
—	30,7	
—	23,3	
—	42,7	
50,1	33,3	
50,0	45,6	
60,3	41,2	
60,2	43,3	
60,7	39,1	

Digitized by Google

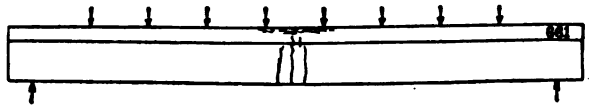
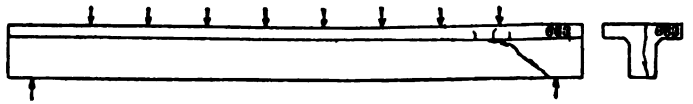
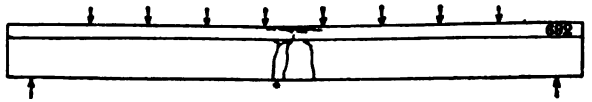
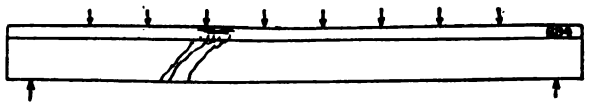
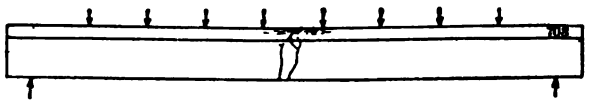
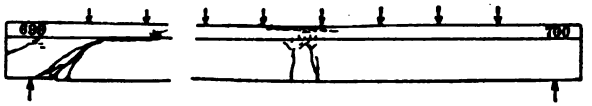
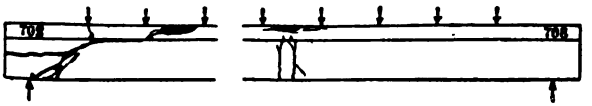
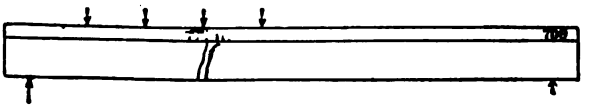
Fortsetzung der

1 Reihe	2 Figur	3 Bauart der Balken	4 Querschnitt der Einlagen in der Zugzone: Gesamtquerschnitt F_e qcm	5 Querschnitt d. aufgebog. Einlagen F'_e qcm
4	10		25,24	15,33
	11		25,28	17,70
5	12		25,41	17,68
	13		25,16	10,97
6	14		25,14	10,95
7	15		25,45	17,69
8	16		25,21	17,60
9	17		25,14	10,98

Sind genügend schräge Eiseneinlagen und Bügel vorhanden, um in allen Querschnitten, in welchen große Querkräfte auftreten, Widerstand zu bieten, so werden die schiefen Risse in größerer Anzahl ent-

Digitized by Google

Zusammenstellung III.

6	7	8
$\frac{F'_e}{F_e}$ %	Höchstlast in t	Beispiele über die Lage der Risse, bei welchen die Zerstörung stattfand
60,7	43,3	
70,0	38,7	
69,7	45,2	
43,6	40,1	
43,6	48,3	
69,5	45,3	
69,8	46,3	
43,7	—	

stehen, ohne daß sie zum Bruche führen. Der günstigste Fall wird dann erreicht, wenn die Eiseneinlagen im Zugquerschnitt an Stelle der größten Biegungsmomente die Streckgrenze erreichen, oder wenn

Digitized by Google

die Biegungsdruckfestigkeit des Betons an derselben Stelle überwunden wird (wie dies z. B. in der schematischen Darstellung bei den Versuchskörpern 6, 12 und 14, Zusammenstellung III, ersichtlich ist) bevor die schiefen Risse zum Bruch führen.

Manchmal wird es vorkommen, daß gleichzeitig mit dem Entstehen des zum Bruche führenden schiefen Risses in der Nähe der Auflager, auch die größten Normalspannungen in der Mitte an Stelle der größten Biegungsmomente erreicht wird, wie dies bei Balken 15 und 16 (Zus. III) kenntlich ist.

Wir ersehen sonach aus diesen Versuchen, daß sowohl die Rißbildung als auch die Brucherscheinungen durch die schrägen Eiseneinlagen und durch die Bügel sehr stark beeinflußt werden. Wir sehen ferner aus den Zusammenstellungen II und III, daß die Querschnittsfläche der abgebogenen Eiseneinlagen nicht immer für die Größe des Schubwiderstandes ausschlaggebend ist.

Vergleicht man in den beiden Zusammenstellungen die Höchstlasten der Versuchsbalken mit der Größe der Querschnittsfläche der aufgebogenen Eiseneinlagen, so wird man finden, daß nicht immer der größeren Querschnittsfläche die höhere Bruchlast entspricht. Besonders deutlich ist dies bei der Zusammenstellung II zu sehen, wo sich bei Balken Ia bei einer Querschnittsfläche der aufgebogenen Eisen von 23 qcm eine Bruchlast von 28 t ergab. Dagegen zeigte der T-Balken Va bei einer besseren Verteilung der schrägen Eiseneinlagen trotz der geringeren Querschnittsfläche der aufgebogenen Eisen (diese betrug nur 17,5 qcm) eine Steigerung der Höchstlast auf 44,7 t.

Ähnliche Erscheinungen sind auch bei der Zusammenstellung III zu beobachten, nur mit dem Unterschied, daß man hier den mitwirkenden Einfluß der Bügel von demjenigen der schrägen Eisen nicht trennen kann.

Über die Wirkung der Verteilung der schrägen Eiseneinlagen geben uns einige typische Bruchbilder Aufschluß.

Fig. 129 a zeigt eine sehr charakteristische Brucherscheinung, welche mit der Erweiterung eines schiefen Risses zusammenhängt an einer Stelle, wo schräge Eiseneinlagen fehlen. Auf dieselbe Beobachtung ist vorhin bei der Besprechung der Luftschen Versuche hingewiesen worden, welche zeigt, daß eine Wirkung nach einem Diagonalfachwerk nicht angenommen werden darf. Wäre diese vorhanden, so würde nicht der schiefe Riß zum Bruch führen, der der Richtung der Druckdiagonalen entspricht.

In Fig. 129 b sieht man, wie der Bruch plötzlich infolge mangelnder aufgebogener Eisen durch die Bildung großer schiefer Risse herbeigeführt wurde.

Dagegen zeigt sich in Fig. 129 c bei einer guten Verteilung der schrägen Eiseneinlagen an Stelle der großen Querkräfte eine große

Digitized by Google

Zahl schiefer Risse, welche jedoch nicht zum Bruche führten, da sowohl die schrägen Eisen, als auch die Bügel genügend großen Schubwiderstand boten. Hier trat der Bruch infolge der Erweiterung der mittleren Zugrisse an der Stelle der größten Biegungsmomente ein, wo die Streckgrenze der Eiseneinlagen erreicht werden konnte. Die Bruchlast war in diesem Falle, wie aus der Zusammenstellung ersichtlich ist, bis auf 48,3 Tonnen als höchste erreichte Bruchlast gesteigert worden.

Endlich ist in Fig. 129d die Wirkung der schrägen Eiseneinlagen, sowohl als auch der U-Haken beim Bruch zu ersehen. Das Bild ist nach Wegsprengen des Betons von bei T-Balken 702 bei den Bachschen Versuchen aufgenommen worden. Wir sehen hier nicht nur die Wirkung der Haken, welche einer Bewegung der Eiseneinlagen im Bruchstadium entgegenwirken, sondern auch, daß die schrägen Eiseneinlagen

Fig. 129a. Erweiterung schiefer Risse an der Stelle fehlender schräger Eisen.

wie eine Verankerung an der Rißstelle wirken und eine Erweiterung der schiefen Risse verhindern, so lange in den schrägen Eisen keine bleibenden Formänderungen eintreten.

Zusammenfassend läßt sich aus den Bach-Grafschen Versuchen folgern, daß der günstigste Schubwiderstand dann erreicht wird, wenn die schrägen Eiseneinlagen gleichmäßig über das Ende des Trägers verteilt sind derart, daß jeder vertikale Schnitt durch ein schräges Eisen möglichst nahe der Balkenachse getroffen wird. Dies ist z. B. dann der Fall, wenn die Verteilung der schrägen Eisen so erfolgt, als ob sie die Zugstreben eines Gitterwerkes (s. Fig. 127b) wären, deren Untergurt die Zugeisen und deren Obergurt nahe der Oberkante des Trägers liegt. Es soll nochmals betont werden, daß nur die Verteilung, aber nicht die Wirkung der schrägen Eisen mit den Diagonalen eines Fachwerkes verglichen werden soll. Die äußerste Grenze bildet die Anordnung der schrägen Eisen nach den Zugdiagonalen eines Ständerfachwerks (s. Fig. 127c). Vorzuziehen ist jedoch immer, wenn sich die schrägen Eisen übergreifen, weil dann in jedem

Digitized by Google

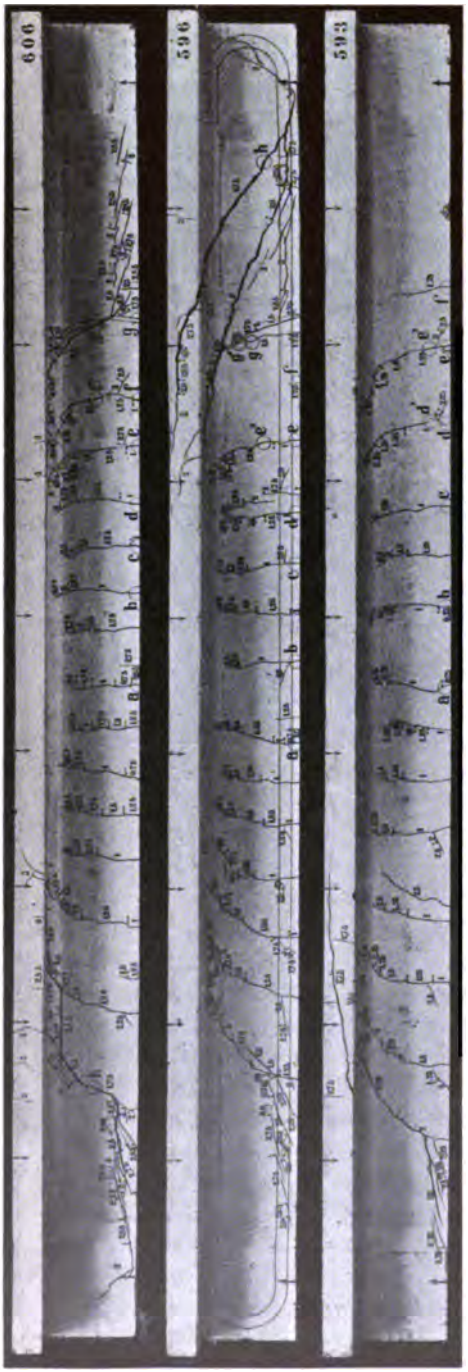


Fig. 129b. Plötzlicher Bruch beim Fehlen schräger Eisen und Bügel.

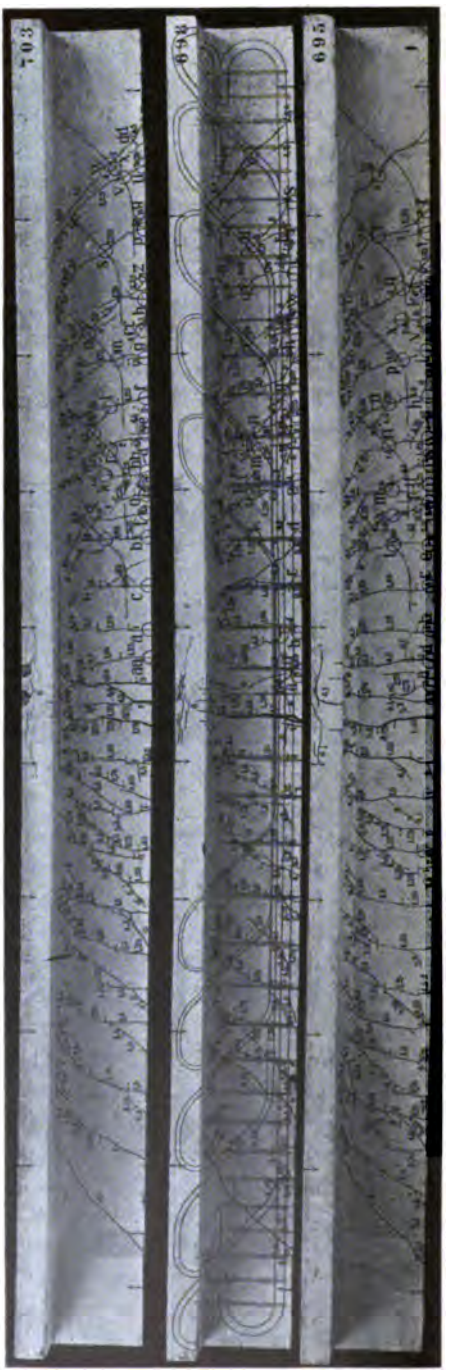


Fig. 129c. Erreichung der Streckgrenze der Zugeisen bei vollkommener Schubbewehrung.

Digitized by Google

Querschnitt entweder ein Eisen in der Nähe der Nullinie, an der Stelle der größten Hauptzugspannungen, oder zwei Eisen zu beiden Seiten der Nullinie vorhanden sind.

Eine größere Anzahl abgebogener Eisenstäbe mit schwächerem Durchmesser ist bei sonst gleicher Querschnittsfläche einer kleineren Anzahl mit größerem Durchmesser vorzuziehen. Da man auch bei den Normalspannungen die günstigste Wirkung auf der Zugseite durch eine gute Verteilung der Eiseneinlagen über den ganzen Zugquerschnitt erzielen kann, wie schon früher gezeigt wurde, so kann

Fig. 129d. Wirkung der schrägen Eiseneinlagen an einer Rißstelle.

Fig. 129a bis d. Wirkung der aufgebogenen Eiseneinlagen und deren Verteilung (Versuche von Bach und Graf für den D. A. f. E.)[1]).

man allgemein die Schlußfolgerung ziehen, daß bei demselben Eisenquerschnitt sowohl an der Stelle der großen Biegungsmomente als auch an der Stelle der großen Querkräfte eine größere Zahl dünner Eisenstäbe vorzuziehen ist.

Unzweifelhaft läßt sich aus den Stuttgarter Versuchen folgern, daß Bügel den Schubwiderstand erhöhen. Vergleicht man in Zusammenstellung III die Bruchlasten der Versuchsbalken 5 und 6, so findet man, daß unter sonst gleichen Verhältnissen durch Hinzutreten der Bügel die Bruchlast von 33,3 auf 43,6 t gesteigert werden konnte. Ähnliche Steigerungen der Bruchlasten sind auch in Zusammenstellung II beim Hinzutreten von Bügeln zu beobachten. Die Versuche bieten auch in

[1]) Entnommen Heft 12 u. 20 der Veröffentlichungen des D. A. f. E., Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

Digitized by Google

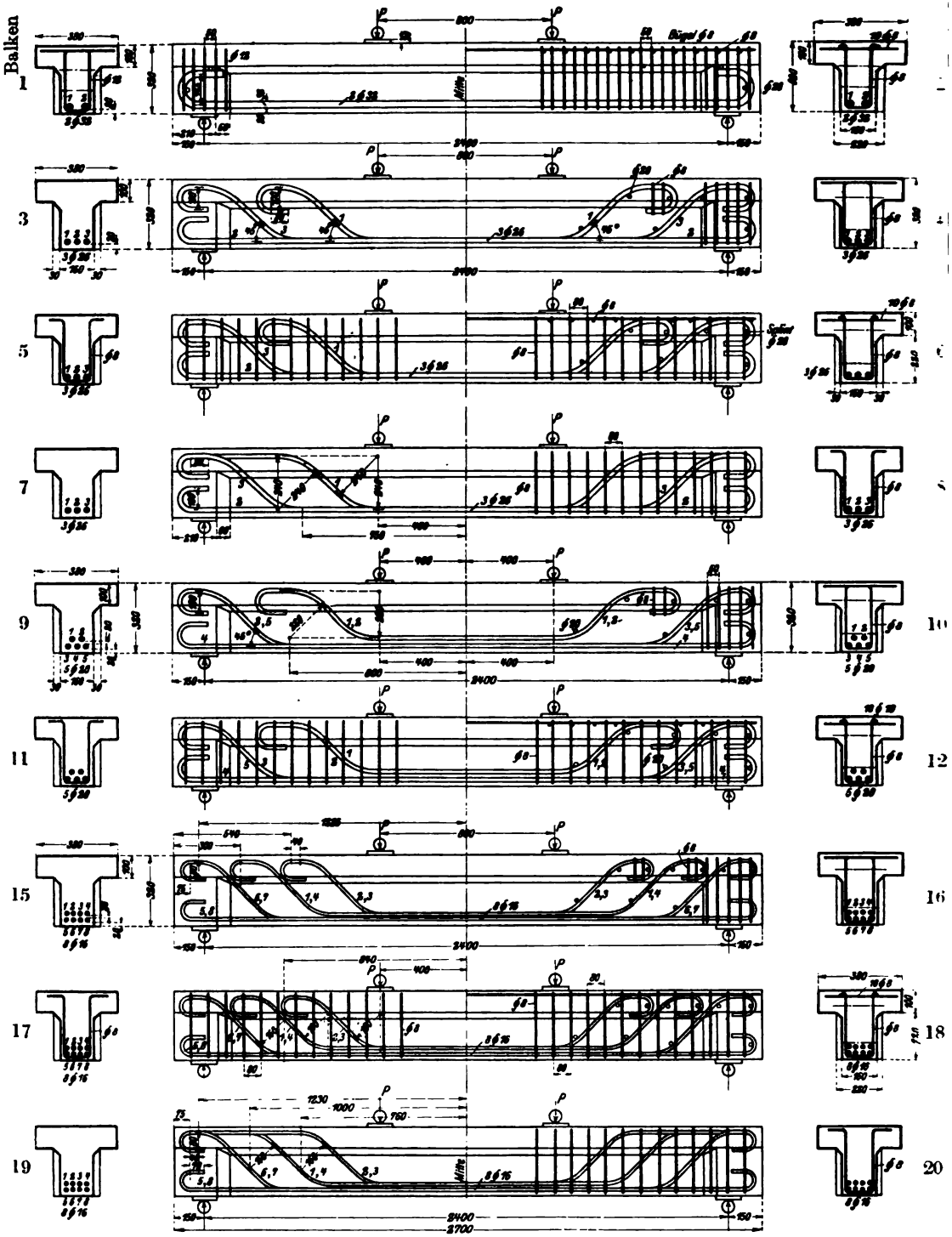


Fig. 130. Balken Nr. 1—20: Schubwiderstand in Eisenbetonträgern (Versuche von Saliger, 1. Reihe). (Balken 13 und 14 sind ähnlich ausgebildet wie 7 und 8.)

Digitized by Google

dieser Hinsicht eine Bekräftigung des aus den vorher beschriebenen Versuchen nachgewiesenen großen Einflusses der Bügel. Man kann daraus schließen, daß man Bügel auch dann verwenden

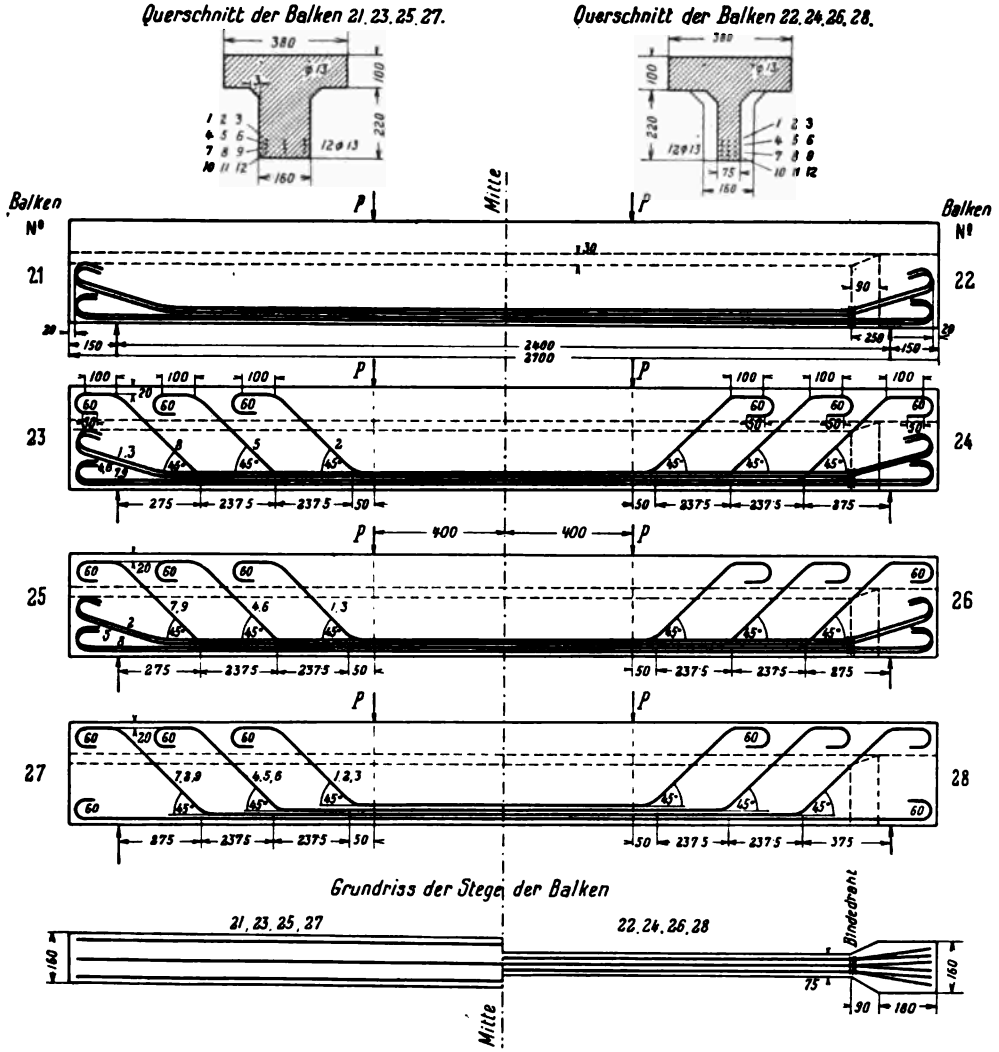


Fig. 131. Versuche von Saliger (2. Reihe).

soll, wenn ihre Wirkung nicht in Rechnung gezogen wird. Unter anderem erhöhen sie auch den Widerstand gegen dynamische Wirkungen.

Digitized by Google

Schließlich konnte mit Hilfe dieser Versuche gezeigt werden, daß man die Wirkung eines Fachwerkes bei der Verteilung der Schubkräfte auf den Beton und die schrägen Eiseneinlagen nicht annehmen kann.

In seiner sehr bemerkenswerten Arbeit hat Saliger mit Hilfe neuer Versuche die Frage des Schubwiderstandes in Eisenbetonbalken zu klären versucht. Es ist ihm auch gelungen, gewisse Wirkungen der schrägen Eiseneinlagen zu erklären, die bisher nicht bekannt waren.

Diese Versuche umfaßten 20 T-förmige Probebalken, von welchen einige typische Beispiele in Fig. 130 dargestellt sind. Ihre Spannweite betrug 2,40 m; die Bewehrung war 1,49—1,55%, ihre Anordnung ist in Fig. 130 ersichtlich. Das Verhältnis der Querschnittsfläche der schrägen Eiseneinlagen zum Gesamtquerschnitt der Eiseneinlagen ist in nachstehender Zusammenstellung IV angegeben. Der Beton war von der Mischung 1 : 4 mit einem durchschnittlichen Wasserzusatz von 9,5%. Die Prüfung der Versuchskörper erfolgte in einem Alter von 60 Tagen.

Anschließend an diese erste Reihe von Versuchen, welche in der genannten Veröffentlichung enthalten sind, hat Saliger ergänzende Versuche mit T-Balken vorgenommen, welche in Fig. 131 dargestellt sind. Der Betonquerschnitt war von den früheren insofern verschieden, als auch Stegbreiten von 7,5 cm vorkamen. Verwendet wurden hier Eiseneinlagen mit einer hohen Streckgrenze, von welchen ein Teil unter 45° nach dem Druckgurt abgebogen und dort verankert wurde. Ein anderer Teil wurde nur bis etwa zur Höhe der Platte abgebogen, wie dies in Fig. 131 dargestellt ist. Um die Wirkung der schrägen Eisen kennen zu lernen, wurde bei der letzten Versuchsreihe von der Verwendung von Bügeln abgesehen.

Die verschiedene Ausbildung des Steges sollte den Einfluß der Stegbreiten auf die Größe des Schubwiderstandes untersuchen.

Im allgemeinen bestätigen die Saligerschen Versuche, was vorher bereits aus den Versuchen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton gefolgert werden konnte.

Ein typisches Bruchbild in Fig. 132a zeigt, daß bei einer guten Verteilung der schrägen Eisen am Balkenende, ferner bei einer guten Verankerung aller Eiseneinlagen im Beton durch U-Haken und gleichzeitige Anwesenheit von Bügeln die günstigsten Bucherscheinungen und die höchste Bruchlast erreicht werden.

Die Anordnung der Eiseneinlagen bei diesem Versuchskörper ist in dem letzten Bild von Fig. 130 auf der rechten Seite angegeben (Balken 20).

Wir sehen in Fig. 132a, daß vor dem Eintreten des Bruches nicht nur eine sehr große Anzahl von Rissen, sowohl vertikale als auch schiefe Zugrisse vorhanden sind, sondern daß die schiefen Zugrisse bis in die

Digitized by Google

Zusammenstellung IV: Versuche von Saliger.

F_e Gesamtquerschnitt der Eiseneinlagen in der Mitte.
F'_e „ „ schrägen Eisen.

	Balken	F_e cm²	F'_e cm²	$\frac{F'_e}{F_e}$ %	Bruchlast P Mittel in t	Größte Zugspannung im Eisen σ_e kg/qcm	Schubspannung τ kg/qcm beim Eintreten der ersten schiefen Risse	Streckgrenze des Eisens σ_{st} kg/qcm
Erste Versuchsreihe Fig. 130	1	16,08 (2∅32)	—		11,80	2420	12,8	2440
	2				12,25	2510	14,1	
	3	15,93 (3∅26)	10,7 (2∅26)	67	8,50	1735	15,2	2790
	4				13,45	2750	15,8	
	5				13,95	2850	15,8	
	6				14,33	2930	15,8	
	7				12,67	2585	15,2	
	8				14,80	3030	15,8	
	9	15,7 (5∅20)	12,6 (4∅20)	80	13,20	2890	14,7	3150
	10				14,80	3235	16,0	
	11				14,75	3230	16,0	
	12				14,45	3160	16,0	
	13				14,48	3170	15,3	
	14				15,35	3355	17,3	
	15	16,08 (8∅16)	12,1 (6∅16)	75	15,15	3230	17,3	3400
	16				16,80	3585	16,0	
	17				16,57	3535	16,7	
	18				16.20	3455	18,1	
	19				16,30	3480	18,1	
	20				16,75	3575	17,3	
Zweite Versuchsreihe Fig. 131	21	15,92 (12∅13)			10,7	2210	14,7 im Mittel	3480 im Mittel
	22				6,1	1255		
	23				14,8	3005		
	24				12,5	2530		
	25		7,96 (6∅13)	50	18,1	3750		
	26				14,9	3075		
	27		11,95 (9∅13)	75	17,6	3650		
	28				16,3	3385		

Nähe des Auflagers reichen, und daß das Bruchbild dieselben charakteristischen Erscheinungen zeigt, die vorher besprochen wurde. Das ist nur durch die günstige Anordnung der schrägen Eisen zu erklären, die dahin führte, daß die Streckgrenze der Eiseneinlagen an Stelle der größten Biegungsmomente und die Zerstörung des Balkens an derselben Stelle herbeigeführt werden konnte, bevor die Zerstörung durch die auf Hauptzugspannungen zurückzuführenden schiefen Risse eintrat. Das Bruchbild in 132a weist große Ähnlichkeit auf mit demjenigen in Fig. 129c aus dem Bach-Grafschen Versuchen auf.

Digitized by Google

In Fig. 132b ist das Bruchbild von T-Balken 9 (in Fig. 130) dargestellt. Wir sehen hier die Zerstörung des Versuchsbalkens durch die schiefen Risse, welche sich in der Richtung der vermeintlichen Druck-

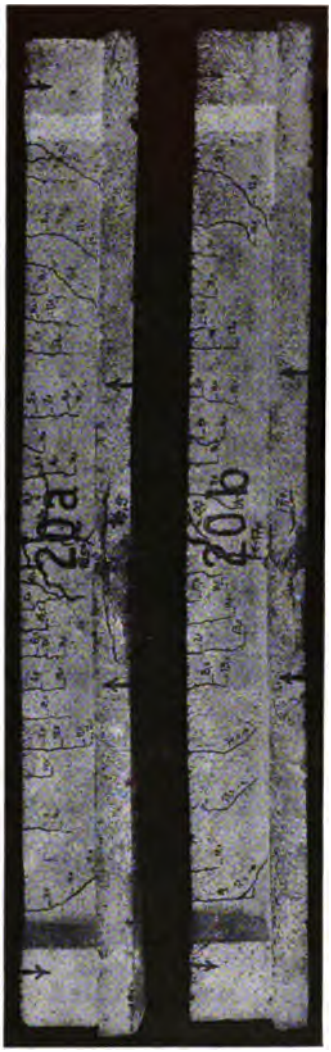


Fig. 132a. Bruchbild bei vollkommener Schubbewehrung (Versuche von Saliger).

Fig. 132b. Bruchbild bei nicht genügender Schubbewehrung (Versuche von Saliger).

diagonalen bewegen. Durch Hinzutreten von aufgebogenen Eiseneinlagen zwischen den beiden schrägen Eisen bei Balken 9 entsteht die Austeilung wie bei Balken 20, welcher einen weit größeren Widerstand gegen Schubkräfte aufweist. Die Höchstlast bei Balken 20 war wie bei Balken 16 die bei der ersten Versuchsreihe erreichte

Digitized by Google

größte Bruchlast von 16,75 t, bei welcher die Eiseneinlagen in der Mitte des Trägers bis über die Streckgrenze beansprucht wurden.

Fig. 133a.

Fig. 133b.

Dagegen war die Höchstlast bei Balken 9 (Bruchbild Fig. 132b) nur 13,2 t; die Beanspruchung der Eiseneinlagen im Zugquerschnitt hatte hier die Streckgrenze nicht erreicht.

Digitized by Google

Bei der zweiten Versuchsreihe Saligers sind 2 charakteristische Bruchbilder in Fig. 133a und b zu erwähnen. In den mit 28 b bezeichneten T-Balken in Figur 133a führt Saliger den Bruch auf die Zerdrückung des Betons nach der Richtung der Hauptdruckspannungen zurück. Es geht aber aus der Zusammenstellung IV hervor, daß die Zugspannungen im Eisen an der Stelle der größten Biegungsmomente die Streckgrenze überschritten haben. Die Brucherscheinungen an den Auflagern Fig. 133a weisen darauf hin, daß der Betonsteg zu schmal war. Er betrug, wie aus Fig. 132 ersichtlich ist, nur 7,5 cm; darauf ist wahrscheinlich auch ein Abtrennen der Platte vom Steg zurückzuführen.

In Fig. 133b zeigt sich bei den Versuchen mit T-Balken 27, bei welchem der breitere Steg mit 16 cm vorhanden war, nicht nur eine höhere Bruchlast, sondern auch bei sonst gleichen Rißerscheinungen der Bruch infolge vertikaler Zugrisse innerhalb der größten Biegungsmomente.

Zusammenstellung IV der Ergebnisse der Saligerschen Versuche ermöglicht es, durch Vergleich der Bruchlasten den Wert verschiedener Schubbewehrungen zu erkennen. (Siehe Fig. 130 und 131.)

Ein Vergleich von Balken 1 mit Balken 3 zeigt, daß unter Umständen eine gewöhnliche Abbiegung an den Enden mit Bügeln ebenso günstig wirkt als schräge Eiseneinlagen ohne Bügel. Selbst wenn man annimmt, daß bei Balken 3 eine schlechtere Betonmischung vorhanden war, so ist doch der Unterschied der Höchstlasten auffallend. (Bei Balken 3 beträgt sie 8,5 t gegenüber der Höchstlast von Balken 1 mit 11,8 t.)

Wie sehr sich der große Einfluß der Bügel bemerkbar macht, zeigt ein Vergleich von Balken 3 mit Balken 5. Die Verwendung von 8 mm starken Bügeln im letzteren Falle bei sonst gleicher Anordnung zeigt eine Erhöhung der Bruchlast von 8,5 t auf 13,95 t.

Der Wert einer guten Verankerung der Eiseneinlagen an den Enden tritt besonders auffallend in Erscheinung, wenn man Balken 3 mit Balken 4 vergleicht. Die Anordnung der Eiseneinlagen ist bei beiden vollkommen gleich, bei Balken 4 sind jedoch zur Erzielung einer besseren Verankerung an den Enden nicht nur 8 mm starke Bügel, sondern auch Kopfumschnürungen und Splinte verwendet worden, wie dies in Fig. 130 zu sehen ist. Durch diese erhöhte mechanische Verbindung an den Auflagern ist die Höchstlast von 8,5 auf 13,45 t gestiegen.

Balken 16, 17, 18, 19 und 20 zeigen, daß die gute Verankerung an den Enden ebenso vorteilhaft für die Vergrößerung des Schubwiderstandes ist wie eine gute Verteilung der schrägen Eiseneinlagen. In diesen fünf Fällen war die Bruchlast mit kleinen Unterschieden die bei der ersten Versuchsreihe erreichte Höchstlast. In allen Fällen wurden die Eiseneinlagen an der Stelle der größten

Digitized by Google

Biegungsmomente bis über die Streckgrenze beansprucht, wodurch auch der Bruch herbeigeführt wurde, ohne daß der Schubwiderstand erschöpft war.

Daß eine bessere Verteilung der schrägen Eiseneinlagen von Vorteil ist, zeigt der Vergleich von Balken 3 mit Balken 9. Im ersten Fall sind zwei 26 mm starke Rundeisen aufgebogen. Im letzten Fall sind vier Rundeisen 20 mm in der in Fig. 130 ersichtlichen Form aufgebogen, wodurch eine Steigerung der Bruchlast von 8,5 auf 13,2 t erzielt wurde.

Bei der zweiten Versuchsreihe macht sich vorerst die Verringerung der Stegbreiten unter sonst gleichen Umständen sehr bemerkbar. Bei Balken 21 mit einer Stegbreite von 16 cm betrug die Bruchlast 10,7 t. Bei Balken 22 mit einer Stegbreite von 7,5 cm war die Höchstlast nur 6,1 t. Die ersten schrägen Risse sind in beiden Fällen bei derselben Schubspannung τ im Beton aufgetreten.

Durch Vergleich der Höchstlast von Balken 23, 25 und 27 (Stegbreite 16 cm) mit derjenigen von Balken 24, 26 und 28 (Stegbreite 7,5 cm) zeigt sich die Verringerung des Schubwiderstandes im letzten Fall an der Verringerung der Höchstlasten. Wir sehen auch, daß die Verstärkung der Stege an den Enden bei den geringeren Stegbreiten nicht genügt hat, den Schubwiderstand in gleichem Maße zu vergrößern wie bei den Balken mit breiteren Stegen.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß der größte Schubwiderstand bei der zweiten Reihe der Saligerschen Versuche unter sonst gleichen Verhältnissen bei Balken 25 erreicht wurde mit der größeren Stegbreite und der günstigsten Verteilung der schrägen Eisen über das Ende des Balkens. Es sind hier von den zwölf verwendeten Zugeiseneinlagen von 13 mm Durchmesser sechs Eiseneinlagen unter 45° aufgebogen worden. Die Verankerung an den Enden ist günstiger als bei den andern Versuchskörpern. Ferner wurden zwei von den unten durchlaufenden Eiseneinlagen unter etwa 15° nach oben hin aufgebogen.

Ein Vergleich von Balken 25 mit Balken 27 beweist, daß nicht die Zahl und der Querschnitt der aufgebogenen Eiseneinlagen, sondern deren Verteilung an den Enden des Trägers maßgebend ist. Bei Balken 27 beträgt der Querschnitt der aufgebogenen neun Rundeisen 13 mm 11,95 qcm. Die Höchstlast betrug 17,6 t gegenüber 18,1 t bei Balken 25, trotzdem hier der Querschnitt der aufgebogenen Eiseneinlagen nur 7,96 qcm betrug. Ein Blick auf Fig. 131 zeigt jedoch, daß bei Balken 25 die Verteilung der Eisen an den Auflagern an der Stelle der größten Querkräfte günstiger war als bei Balken 27.

Sehr wichtig erscheint ein Ergebnis aus den Saligerschen Versuchen, das die ersten schrägen Risse im Beton betrifft. Berechnet man die

Digitized by Google

Schubspannung τ für die Belastung, bei der die ersten schrägen Risse entstehen, so erhält man die in Zusammenstellung IV enthaltenen Werte, welche zwischen 12,8 und 18,1 kg/qcm schwanken. Einer besseren Verteilung der Eiseneinlagen entsprechen die höheren Werte für τ. Die Berechnung setzt einen ideellen homogenen Betonquerschnitt voraus unter Vernachlässigung der Mitwirkung der schrägen Eisen, was vor dem Eintreten der Risse durchaus berechtigt ist. (Der Berechnungsgang für τ folgt später.) Die τ-Werte sind nichts anderes als die Hauptzugfestigkeit oder Zugfestigkeit des Betons. Dadurch erscheint der Nachweis erbracht, daß die Bildung der schiefen Risse den Hauptzugsspannungslinien folgen muß.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß auch diese Versuche gezeigt haben, daß der größere Schubwiderstand eher durch eine gute Verteilung der schrägen Eisen an den Trägerenden als durch einen größeren Querschnitt der abgebogenen Eisen erzielt werden kann.

In Zusammenstellung IV sind bei einem Verhältnis $\frac{F_e'}{F_e} = 50$ und 70%. (F_e' Querschnitt der Schrägeisen; F_e Gesamtquerschnitt der Zugeisen) höhere Bruchlasten erreicht worden, als bei den Versuchsbalken 9—14 mit $\frac{F_e'}{F_e} = 80\%$, weil im letzten Fall die Verteilung der Schrägeisen weniger günstig war als im ersten Fall.

Die Berechnung der in Eisenbetonträgern auftretenden Schub- und Hauptspannungen und die Bemessung der notwendigen Eiseneinlagen zur Erhöhung des Schubwiderstandes kann von folgenden Gesichtspunkten aus geschehen.

Solange keine schrägen Risse im Beton auftreten, lassen sich die Schubspannungen berechnen nach der Gleichung:

$$\tau b = \frac{Q S_n'}{J_n}.$$

Hierbei bezeichnen:

τ die Schubspannung pro Flächeneinheit,

b die Breite des Querschnitts,

Q ist die Querkraft,

S_n' das statische Moment des abgetrennten Querschnittsteiles,

J_n das Trägheitsmoment der ideellen Querschnittsfläche. Letztere ist der Betonquerschnitt, vermehrt um den n-fachen Querschnitt der Eiseneinlagen (S_n' und J_n bezogen auf die Nullinie).

Vor der Rißbildung ist man berechtigt, die Schubspannung nach der Gleichung für homogene Querschnitte zu berechnen, da die ausgesprochene Wirkung der Eiseneinlagen ebenso wie bei reiner Zugwirkung erst nach dem Auftreten der Risse zu erwarten ist.

Digitized by Google

Es ist daher vor dem Auftreten der Risse möglich, die Schubspannung in jedem Querschnittsteilchen nach der vorstehenden Gleichung zu berechnen.

Für den besonderen Fall, daß der Querschnitt ein Rechteck ist (s. Fig. 134), ergibt sich

$$S'_n = \frac{b}{2}(x^2 - x'^2).$$

τ wird ein Maximum, wenn $x' = 0$. Dann ist

$$S'_n = \frac{b x^2}{2}.$$

Setzt man $M = \frac{\sigma_{bd} J_n}{x}$ und $J_n = \frac{M x}{\sigma_{bd}}$, so wird nach Einsetzen von S'_n und J_n

$$\tau_{max} = \frac{Q x \sigma_{bd}}{2 M}.$$

Da $M = b \frac{\sigma_{bd} x}{2} h_{zD}$ (siehe Fig. 134), wird

$$\tau_{max} = \frac{Q}{b h_{zD}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (12)$$

Die Größe von h_{zD} hängt davon ab, ob man die Mitwirkung des Betonzugquerschnittes voraussetzt oder nicht.

Die Hauptspannungen Σ ergeben sich nach Gleichung (11) (S. 303), solange keine schrägen Risse auftreten

$$_1\Sigma_2 = \pm\tau.$$

Daraus folgt, daß es genügt, die größten in dem Querschnitt auftretenden Schubspannungen des Betons zu berechnen, um die Größe der Hauptzugspannungen kennen zu lernen.

Denkt man sich in Fig. 134 für einen Eisenbetonträger mit rechteckigem Querschnitt bei einer gegebenen Belastung die Querkraftverteilung nach einer dort bezeichneten Linie. Q_b sei diejenige Stelle, bis zu welcher der Beton allein in der Lage ist, den ganzen Schubwiderstand aufzunehmen. Er ergibt sich aus der Gleichung (12)

$$Q_b = \tau_b b h_{zD}.$$

Sonach läßt sich die Stelle für Q_b jederzeit bestimmen.

Im Bruchstadium darf an der Stelle Q_b die Schubfestigkeit des Betons nicht überschritten werden; das Auftreten schiefer Risse ist dort nicht zu erwarten. Der andere Teil der Querkraftsfläche zwischen Q_b und Q_{max} erzeugt in jedem Querschnitt größere Schubspannungen. Im Bruchstadium bilden sich dort die schrägen Risse, deren Neigung um so größer wird, je mehr sie sich Q_{max} nähern. Daher müssen zwischen Q_b und Q_{max} schräge Eiseneinlagen angeordnet werden.

Digitized by Google

An der Stelle Q_y wirkt bei einer Schubspannung τ_y auf die Länge dy die Mittelkraft der Hauptzugspannungen dZ in der Nullinie des Querschnittes

$$dZ = \tau_y b \frac{dy}{\sqrt{2}} = \frac{Q_y dy}{h_{ZD}\sqrt{2}} \quad \text{(siehe Fig. 134).}$$

Nimmt man nun an, daß bei einer sehr guten Verteilung der aufgebogenen Eiseneinlagen und der Bügel eine gleichmäßige Wirkung zwischen Q_{max} und Q_b hervorgerufen wird, so kann man auch einen Ausdruck für die auf die ganze Länge l_1 wirkende Hauptzugkraft bilden, die von allen schrägen Eiseneinlagen aufzunehmen ist.

$$Z = \int_0^{l_1} dZ = \int \frac{Q_y dy}{h_{ZD}\sqrt{2}} = \frac{(A B_1 B_1' A')}{h_{ZD}\sqrt{2}} \quad \ldots\ldots \quad (13)$$

$AB_1B_1'A'$ ist die entsprechende Querkraftsfläche.

Teilt man die Querkraftsfläche in Trapeze von den Höhen z_1, z_2, $z_3 \ldots z_n$ ein, so würden die in jeder Trapezfläche in den Schwerpunkten wirkenden mittleren Querkräfte $Q_1, Q_2, Q_3 \ldots Q_n$ Hauptzugkräfte Z_1, Z_2, $Z_3 \ldots Z_n$ hervorrufen, die von den schrägen Eiseneinlagen aufgenommen werden müssen. Die Lage der schrägen Eisen ist bestimmt, sie liegt im Schnitt, der durch die Trapezschwerpunkte $1, 2, 3 \ldots n$ gehenden Vertikalen mit der Nullinie in den Punkten $1, 2, 3 \ldots n$. Es wird

$$Z_1 = \frac{Q z_1}{h_{ZD}\sqrt{2}}, \quad Z_2 = \frac{Q z_2}{h_{ZD}\sqrt{2}} \quad \ldots \quad Z_n = \frac{Q_n z_n}{h_{ZD}\sqrt{2}}.$$

Bei der Berechnung der in den Eiseneinlagen wirkenden Hauptzugkräfte Z_1, Z_2 wird zur Vereinfachung angenommen, daß die Eiseneinlagen alle unter 45° abgebogen sind.

Die Beanspruchung der schrägen Eisen ist dann

$${}_1\sigma_e = \frac{Z_1}{{}_1f_e}, \quad {}_2\sigma_e = \frac{Z_2}{{}_2f_e};$$

${}_1f_e$ und ${}_2f_e$ sind die Querschnitte der entsprechenden schrägen Eiseneinlagen.

Die günstigste Verteilung der schrägen Eiseneinlagen erhält man in folgender Weise: An der Stelle der größten Querkräfte über dem Auflager wird man zweckmäßig, wie dies in Fig. 134 geschieht, das erste aufgebogene Eisen im Schnitt der Nullinie mit der Auflagervertikalen anordnen. Wo dies aus konstruktiven Gründen nicht möglich ist, legt man das erste schräge Eisen so nahe als möglich vom Auflager. Eine fehlerhafte Anordnung, wie sie in der Praxis manchmal vorkommt, ist z. B. die in Fig. 135a, welche zwischen den letzten aufgebogenen Eisen und dem Auflager immer die Ursache von Rißbildungen sein wird.

Digitized by Google

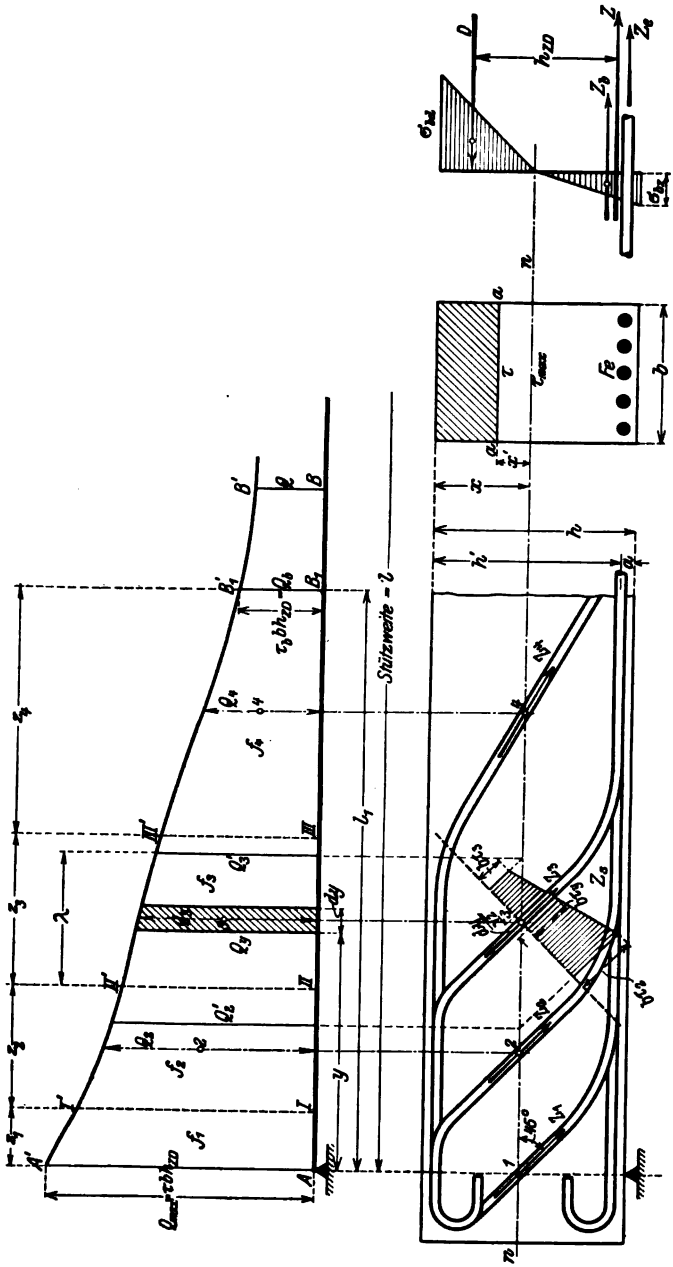


Fig. 134. Berechnung und Verteilung der schrägen Eisen zur Erhöhung des Schubwiderstandes.

Digitized by Google

Sodann teilt man die Querkraftsfläche bis zu der Stelle Q_b, bis zu welcher die Schubkräfte vom Beton allein aufgenommen werden können, in möglichst flächengleiche Trapeze. Die schrägen Eiseneinlagen gehen dann durch den Schnitt der Schwerpunktsvertikalen mit der Nullinie durch die Punkte 1, 2, 3 und 4.

Es ist aber immer dafür zu sorgen, daß die schrägen Eiseneinlagen einander übergreifen, wie dies in Fig. 134 gezeigt wird.

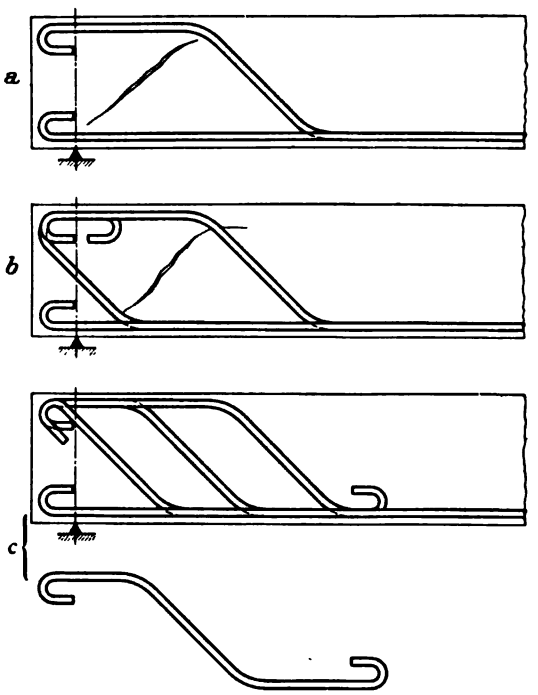


Fig. 135. Falsche (a und b) und richtige (c) Verteilung der schrägen Eisen.

Eine Anordnung, wie sie in Fig. 135 b dargestellt ist, führt zwischen den schrägen Eiseneinlagen zu Rissebildungen.

Wenn man auch der Einfachheit wegen alle Eiseneinlagen unter 45° abbiegen wird, so wird man doch manchmal aus den vorher angegebenen Gründen den schrägen Eiseneinlagen, die näher gegen die Mitte liegen, eine andere Neigung geben können, wie dies in Fig. 134 gezeigt wird. Die Grundbedingung muß aber eingehalten werden, daß die schrägen Eiseneinlagen möglichst nahe oder zu beiden Seiten der Nullinie den Querschnitt schneiden, damit die resultierende Zugkraft der schrägen Eiseneinlagen in der Nähe der an der Nullinie auftretenden größten Hauptzugspannungen liegt.

Über die Zahl der notwendigen schrägen Eiseneinlagen lassen sich keine allgemeinen Angaben machen. Wir haben aus den Versuchen gesehen, daß die Größe des Schubwiderstandes nicht immer von dem Querschnitt der schrägen Eiseneinlagen abhängig ist. Gewöhnlich berechnet man zuerst den zur Aufnahme der normalen Zugspannungen an der Stelle der größten Biegungsmomente erforderlichen Eisenquerschnitt. Je nach der Trägerausbildung und dem Belastungsfalle kann man entsprechend der Momentenlinie die zur Aufnahme der

Digitized by Google

Biegungsmomente entbehrlichen Eiseneinlagen zur Aufnahme der schiefen Zugkräfte aufbiegen. Wenn sie nicht hinreichen, so müssen besondere schräge Eisen eingelegt werden, die jedoch ebenso wie alle anderen Eiseneinlagen an ihren Enden sehr gut verankert werden müssen, wie dies in Fig. 135 c gezeigt wird.

Von einer Berechnung der Bügel kann gewöhnlich abgesehen werden aus den vorher angegebenen Gründen. Will man jedoch die in den Bügeln auftretenden Zugkräfte berechnen, so geschieht dies nach der vorher abgeleiteten Gleichung, wobei jedoch dy zu setzen ist an Stelle von $dy\sqrt{2}$. Demnach ist

$$Z = \frac{(A B_1 B_1' A')}{h_{z\,D}}.$$

Die auf einen Bügel entfallende Zugkraft ist:

$$Z_1 = \frac{Q_1 z_1}{h_{z\,D}}$$

und

$${}_1\sigma_{eb} = \frac{Z_1}{f_{b_1}},$$

wenn f_{b_1} den Querschnitt eines Bügels bezeichnet.

Die Austeilung der Bügel erfolgt nach denselben Gesichtspunkten, wie die Austeilung der schrägen Eiseneinlagen. Gewöhnlich aber begnügt man sich damit, Bügel, deren Stärken von der Größe des Betonquerschnitts und der Belastung abhängig sind (in Stärken von 6—10 mm), von der in Fig. 124 dargestellten Form über die ganze Länge des Balkens verteilt anzuordnen, derart, daß ihr gegenseitiger Abstand in der Nähe der Auflager kleiner ist als gegen die Mitte des Trägers.

Digitized by Google

VII. Berechnung der Normalspannungen und Schubspannungen in Eisenbetonquerschnitten.[1])

Wir haben im vorigen Kapitel gesehen, daß die der allgemeinen Biegungstheorie zugrunde gelegten Voraussetzungen für Eisenbeton in mancher Hinsicht Änderungen erfahren. In erster Linie handelt es sich um die Annahme der Spannungsverteilung über den Querschnitt. Den wirklichen Verhältnissen am nächsten kommt man, wenn man die Verteilung der Spannungen nach einer Linie annimmt, welche durch das Potenzgesetz oder durch das Hyperbelgesetz ausgedrückt wird, wie dies auf Seite 257 erklärt wurde. Dies läßt sich auch durchführen und ist auch schon wiederholt geschehen, ohne Rücksicht darauf, daß die Querschnitte nicht eben bleiben, und daß sich die Lage der Nullinie mit zunehmender Belastung ändert. Deshalb müssen selbst bei Annahme einer der Wirklichkeit entsprechenden Spannungsverteilung die Spannungen im Beton und im Eisen von den wirklich auftretenden Spannungen mehr oder minder abweichen. Aus diesen Gründen sollen bei den nun folgenden Ableitungen für die Verteilung der Spannungen gerade Linien angenommen werden, für die Verteilung der Druckspannungen eine Linie, die von derjenigen für die Verteilung der Zugspannungen abweicht, wie dies in Fig. 85 (S. 257) gezeigt wurde.

Ferner sollen die Berechnungen für zwei verschiedene Belastungsstadien durchgeführt werden:

a) für Belastungen, welche keine Risse im Beton hervorrufen;

b) für Belastungen, welche unschädliche Risse an der Zugseite hervorrufen, bei welchen die Druckspannungen im Beton und die Zugspannungen im Eisen in der Nähe der zulässigen Spannungen liegen, und bis zu welchen die Eisen keine bleibenden Formänderungen erleiden.

Mithin liegt das unter b) angenommene Belastungsstadium zwischen dem Stadium der ersten Risse und dem Bruchstadium.

Daß trotz der nur für homogene Querschnitte geltenden Voraussetzungen die Berechnung der in Eisenbetonquerschnitten auftretenden Spannungen mit größter Sicherheit möglich ist, wird mit Hilfe der Versuche nachgewiesen werden.

---

[1]) In diesem Kapitel sollen alle Grundgleichungen für die Berechnung von Eisenbetonquerschnitten abgeleitet und an einigen Beispielen erläutert werden. Wirtschaftliche Dimensionsmethoden und Konstruktionseinzelheiten werden im 2. Bande (Anwendungsgebiete des Eisenbetons) besprochen werden.

Digitized by Google

1. Berechnung der Normalspannungen $\sigma_{bd}\,\sigma_{bz}$ und σ_e bei rechteckigen Querschnitten.

a) Allgemeiner Fall:

Der Zug- und Druckgurt seien mit Eiseneinlagen verstärkt. (Fig. 136a und b.)

Wir bezeichnen:

E_{bd} Druck-, E_{bz} Zug- } Elastizitätsmodul des Betons

E_e = Elastizitätsmodul der Eiseneinlagen.

Wir setzen für

$$\frac{E_{bz}}{E_{bd}} = n'$$

und

$$\frac{E_e}{E_{bd}} = n.$$

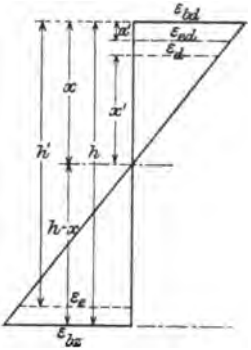


Fig. 136a.

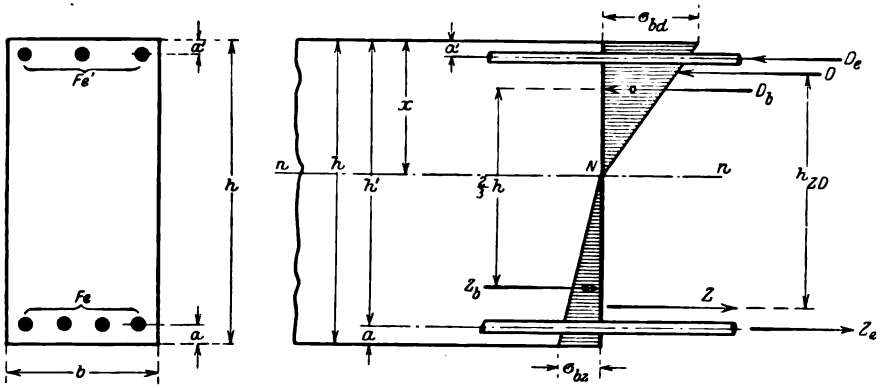


Fig. 136b.

Nach der Gleichgewichtsbedingung, daß das Moment der äußeren Kräfte gleich ist dem der inneren Kräfte, ergibt sich:

$$M = D \cdot h_{ZD} = Z \cdot h_{ZD} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

ferner ist die algebraische Summe der horizontalen Kräfte gleich Null.

$$Z = D \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Da wir voraussetzen, daß die Querschnitte eben bleiben, ergibt sich für die Längenänderungen an einer Stelle des Querschnitts

$$\varepsilon_d = \frac{\varepsilon_{bd}}{x} x' \quad \text{(siehe Fig. 136a)} \quad \ldots\ldots \quad (3)$$

Digitized by Google

Bei gradliniger Spannungsverteilung gilt die Gleichung

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4a)$$

Mithin ist auch

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\sigma_{bd}\, x'}{E_{bd}\, x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Unter der Annahme, daß die Druckeisen die Längenänderungen des Betons mitmachen, erhält man:

$$\varepsilon_{ed} = \varepsilon_d ,$$

oder

$$\frac{\sigma_{ed}}{E_e} = \frac{\sigma_{bd}}{E_{bd}} \cdot \frac{x - a'}{x} ,$$

$$\sigma_{ed} = \frac{E_e}{E_{bd}}\, \sigma_{bd}\, \frac{x - a'}{x} = n\, \sigma_{bd}\, \frac{x - a'}{x} \quad \ldots\ldots \quad (5)$$

In der Achse der Zugeisen muß wegen des angenommenen Ebenbleibens der Querschnitte

$$\sigma_{ez} = \frac{E_e}{E_{bd}} \cdot \sigma_{bd}\, \frac{h - a - x}{x} = n \cdot \sigma_{bd}\, \frac{h' - x}{x} \quad \ldots\ldots \quad (6)$$

An der Unterfläche des Querschnittes wird ähnlich

$$\sigma_{bz} = \frac{E_{bz}}{E_{bd}} \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{h - x}{x} = n' \cdot \sigma_{bd}\, \frac{h - x}{x} \quad \ldots\ldots \quad (7)$$

Im folgenden wollen wir vernachlässigen, daß der Betonquerschnitt um den Querschnitt der Eiseneinlagen zu vermindern ist. Wollte man das berücksichtigen, so wäre zu setzen:

$$D_e = (n - 1)\, F'_e \cdot \sigma_{ed}$$

und

$$Z_e = (n - 1)\, F_e\, \sigma_{ez} .$$

Aus den Momentengleichungen für den Punkt N erhalten wir:

$$D \cdot u = D_e \cdot (x - a') + D_b \cdot \tfrac{2}{3} x .$$

u ... Abstand der Druckkraft von $n - n$

$$D_e = F'_e\, \sigma_{ed}$$

und

$$D_b = \sigma_{bd} \cdot \frac{x}{2} \cdot b .$$

Dann ist:

$$D\, u = F'_e\, \sigma_{ed}\, (x - a') + \sigma_{bd} \cdot \frac{x}{2}\, b\, \frac{2x}{3} = F'_e\, \sigma_{ed}\, (x - a') + \sigma_{bd}\, \frac{b\, x^2}{3} \quad (8)$$

Digitized by Google

Entsprechend wird, wenn v = Abstand der Zugmittelkraft Z von $n-n$

$$\left.\begin{aligned} Zv &= F_e\sigma_{ez}(h-x-a)+\sigma_{bz}\frac{b\,(h-x)}{2}\frac{2\,(h-x)}{3}\\ &= F_e\,\sigma_{ez}\,(h-x-a)+\sigma_{bz}\frac{b\,(h-x)^2}{3}\end{aligned}\right\}\quad\ldots\quad(9)$$

$$v+u=h_{ZD}\qquad\text{und}\qquad Z=Z_e+Z_b\,,$$

$$Z_e=\sigma_{ez}F_e\qquad\text{und}\qquad Z_b=\sigma_{bz}\,b\,\frac{h-x}{2}\,.$$

Durch Addition der beiden Gleichungen (8) und (9) erhält man:

$$\left.\begin{aligned} Du+Zv &= F_e'\sigma_{ed}\,(x-a')+\sigma_{bd}\frac{b\,x^2}{3}\\ &\quad+F_e\sigma_{ez}\,(h-x-a)+\sigma_{bz}\,b\,\frac{(h-x)^2}{3}\end{aligned}\right\}\quad\ldots\quad(10)$$

Nach Gleichung (2) ist $Z=D$.

Die linke Seite dieses Ausdruckes wird also

$$Du+Zv=D(u+v)=D\,h_{ZD}=M\,.$$

Wenn wir in die Gleichung (10) (5), (6) und (7) einsetzen, erhalten wir:

$$\left.\begin{aligned} M = F_e'\,n\,\sigma_{bd}\frac{x-a'}{x}\,(x-a')+\sigma_{bd}\frac{b\,x^2}{3}+F_e\,n\,\sigma_{bd}\frac{(h-a-x)^2}{x}\\ +\sigma_{bd}\frac{n'}{x}\frac{(h-x)^3}{3}\,b\end{aligned}\right\}\quad(11)$$

$$\left.\begin{aligned} M=\sigma_{bd}\Big(\frac{n\,F_e'(x-a')^2}{x}+\frac{b\,x^2}{3}+n\,F_e\frac{(h-a-x)^2}{x}+\\ +n'\,\frac{(h-x)^3}{3\,x}\,b\Big)\end{aligned}\right\}\quad\ldots\quad(11a)$$

Ohne Berücksichtigung des Betonzugteils wird $n'=0$, und die Gleichung (11a) geht über in:

$$M=\sigma_{bd}\Big[\frac{b\,x^2}{3}+\frac{n\,F_e'(x-a')^2}{x}+n\,F_e\frac{(h-a-x)^2}{x}\Big]\quad\ldots\quad(11b)$$

Ohne Druckarmierung wird, da $F_e'=0$ (Fig. 136c),

$$M=\sigma_{bd}\Big(\frac{b\,x^2}{3}+n\,F_e\frac{(h-a-x)^2}{x}+\frac{n'(h-x)^3}{3\,x}\,b\Big)\quad\ldots\quad(11c)$$

Digitized by Google

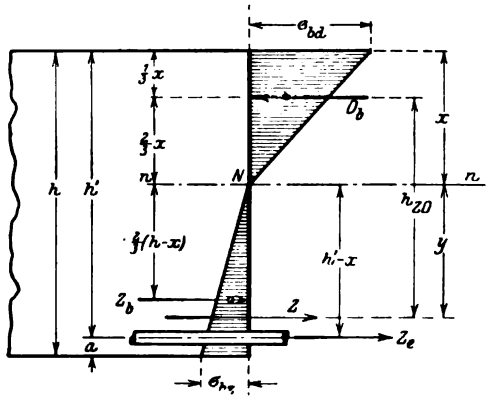


Fig. 136c.

Ohne Berücksichtigung des Betonzugteils und ohne Druckeisen (Fig. 136d) wird $n' = 0$ und $F'_e = 0$,

$$M = \sigma_{bd}\left(\frac{b\,x^2}{3} + n\,F_e\frac{(h-a-x)^2}{x}\right) \quad \ldots\ldots \quad (11d)$$

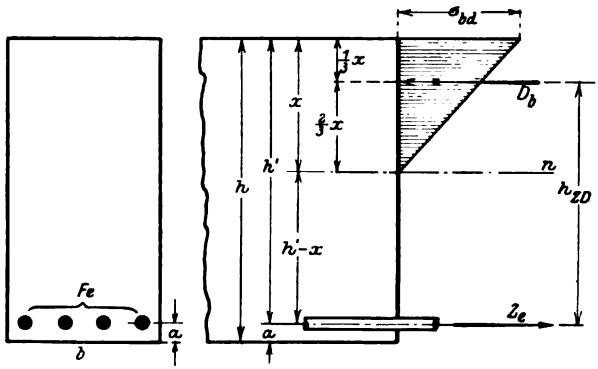


Fig. 136d.

Ferner ist: $Z = Z_e + Z_b = F_e\,\sigma_{es} + \sigma_{bz}\frac{(h-x)}{2}b$,

$$D = D_e + D_b = F'_e\,\sigma_{ed} + \sigma_{bd}\frac{b\,x}{2}.$$

Setzt man $Z = D$ und führt man für die Spannungen die Gleichung (5), (6), (7) ein, so erhält man:

$$\left.\begin{aligned} &n\,F_e\,\sigma_{bd}\frac{h-a-x}{x} + n'\,\sigma_{bd}\frac{(h-x)}{x}\frac{(h-x)}{2}b \\ &= n\,F'_e\,\sigma_{bd}\frac{x-a'}{x} + \sigma_{bd}\frac{x}{2}b \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (12)$$

Digitized by Google

Aus dieser Gleichung fällt σ_{bd} heraus, und x kann errechnet werden.

Nimmt man alle Querschnittsabmessungen als gegeben an, so kann man dann σ_{bd} berechnen. Oder nimmt man σ_{bd} an und das Verhältnis von F_e zu F'_e, so kann man F_e errechnen, wenn man die äußeren Abmessungen des Trägers als gegeben voraussetzt.

Schließlich kann man auch σ_{bd}, F_e, F'_e und h oder b als gegeben annehmen und die anderen Größen errechnen. Die Ableitung der Gleichungen kann ohne Schwierigkeit bewerkstelligt werden.

Wir nehmen alle Querschnittsabmessungen als gegeben an und berechnen zunächst x. Dazu formen wir die Gleichung (12) um und erhalten:

$$\left.\begin{aligned} \emptyset &= n F_e (h - a - x) + \frac{n' b}{2}(h^2 - 2hx + x^2) - n F'_e (x - a') - \frac{b x^2}{2} \\ \emptyset &= n F_e (h - a) + \frac{n' b h^2}{2} + n F'_e a' - \\ &\quad - x (n F_e + n' b h + n F'_e) + x^2 \left(\frac{b}{2}(n' - 1)\right) \end{aligned}\right\} \quad (12a)$$

Somit wird:

$$x^2 - \frac{2x}{(n' - 1) b}(n F_e + n' b h + n F'_e)$$

$$\left[n F'_e a' + \frac{n' b h^2}{2} + n F_e (h - a)\right] \frac{2}{b (n' - 1)} = \emptyset .$$

Aus dieser quadratischen Gleichung erhalten wir x. Wir sehen also, daß bei der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte die Nullinie von den Spannungen unabhängig wird.

Die Lösung der quadratischen Gleichung von der Form:

$$x^2 + a x + b = 0$$

ist

$$x = -\frac{a}{2} \pm \sqrt{\frac{a^2}{4} - b}.$$

In unserem Fall wird also:

$$\left.\begin{aligned} x &= +\frac{n F_e + n' b h + n F'_e}{b (n' - 1)} + \\ &+ \sqrt{\frac{(n F_e + n' b h + n F'_e)^2}{b^2 (n - 1)^2} - \left(n F'_e a' + \frac{n' b h^2}{2} + n F_e (h - a)\right) \frac{2}{b (n' - 1)}} \\ x &= \frac{(n F_e + n' b h + n F'_e)}{b (n' - 1)} \cdot \\ &\left(+ 1 + \sqrt{1 - \frac{[2 n F'_e a' + n' b h^2 + 2 n F_e (h - a)] (n' - 1) b}{(n F_e + n' b h + n F'_e)^2}}\right) \end{aligned}\right\} \quad (13)$$

Digitized by Google

Wird auf die Mitwirkung des Betonzugquerschnittes verzichtet, so wird $n' = 0$ (Fig. 136e). Wir erhalten:

$$x = -\frac{n}{b}(F_e + F'_e)\left(+1 - \sqrt{1 + \frac{b[F'_e a' + F_e(h-a)]2}{n(F_e + F'_e)^2}}\right) \quad (14)$$

Wird $F'_e = F_e$ und $a' = a$, so ist:

$$x = \frac{2nF_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{bh}{2nF_e}}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

Wird die Druckbewehrung fortgelassen, so wird $F'_e = 0$ und

$$x = \frac{nF_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nF_e}}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

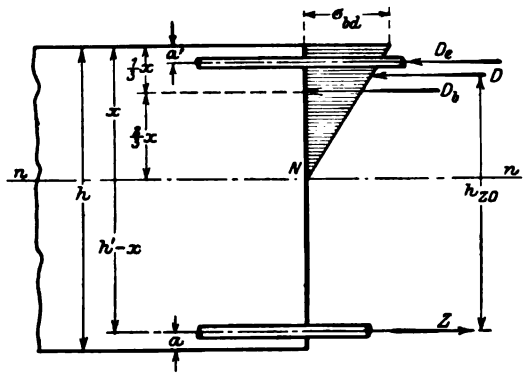


Fig. 136e.

Ohne Druckbewehrung mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen wird $F'_e = 0$ und $a' = 0$

$$x = \frac{nF_e + n'bh}{b(n'-1)}\left(+1 - \sqrt{1 - \frac{[n'b^2h^2 + 2nbF_e(h-a)](n'-1)}{(nF_e + n'bh)^2}}\right) \quad (17)$$

Wird $E_{bd} = E_{bz}$ und $F_e = F'_e = 0$ gesetzt, so wird $n' = 1$ und $n' - 1 = 0$.

Aus der Gleichung (12a) erhalten wir dann:

$$\frac{bh^2}{2} - xbh = 0\,.$$

$x = \frac{h}{2}$, wie es für eine homogenen Querschnitt der Fall sein muß.

Nachdem x aus einer der Gleichungen (13) bis (17) errechnet ist, kann es in (11a) bis (11d) eingesetzt werden.

Digitized by Google

Der Übersichtlichkeit wegen wollen wir die einzelnen möglichen Fälle noch einmal zusammenstellen.

1. Fall. Bei Druck- und Zugbewehrung mit Berücksichtigung des Betonzugteiles gelten folgende Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{(n F_e + n' b h + n F'_e)}{b n' - 1} \\ &\left(+1 - \sqrt{1 - \frac{b\,[2 n F'_e a' + n' b h^2 + 2 n F_e (h-a)]\,(n'-1)}{(n F_e + n' b h + n F'_e)^2}}\right) \end{aligned}\right\} \quad (13)$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{n F'_e \frac{(x-a')^2}{x} + \frac{b x^2}{3} + \frac{n' (h-x)^2 b}{3x} + \frac{n F_e (h-a-x)^2}{x}} \quad (11a)$$

$$\sigma_{bz} = n' \sigma_{bd} \frac{h-x}{x} \quad (7)$$

$$\sigma_{ez} = n \sigma_{bd} \frac{h-a-x}{x} \quad (6)$$

$$\sigma_{ed} = n \sigma_{bd} \frac{x-a'}{x} \quad (5)$$

2. Fall. Berücksichtigung des Betonzugteils ohne Druckbewehrung. $F'_e = 0$ in die obenstehenden Gleichungen eingesetzt.

3. Fall. Mit Druckeisen ohne Berücksichtigung des Betonzugteils: $n' = 0$

$$x = \frac{n(F_e + F'_e)}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b\,[F'_e a' + F_e (h-a)]}{n\,(F_e + F'_e)^2}}\right) \quad (14)$$

4. Fall. Ohne Druckeisen und ohne Berücksichtigung des Betonzugteils: $F'_e = 0$ und $n' = 0$

$$x = \frac{n F_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b\,(h-a)}{n F_e}}\right) \quad (16)$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{n F_e (h-a-x)^2 + \frac{b x^3}{3}} \quad (11d)$$

Es läßt sich für diesen Spezialfall noch eine Vereinfachung für σ_{bd} und σ_e ableiten.

Digitized by Google

Wir stellen die Momentengleichungen für den Druck- und Zugmittelpunkt auf und erhalten:

$$\sigma_e F_e \left(h' - \frac{x}{3}\right) = M \quad \ldots\ldots\ldots \quad (16a)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h' - \frac{x}{3}\right)},$$

$$\sigma_{bd} \frac{x\,b}{2}\left(h' - \frac{x}{3}\right) = M,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2M}{x\,b\left(h' - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11e)$$

Hiermit lassen sich alle im Querschnitt auftretenden Spannungen berechnen, wenn die Abmessungen des Querschnitts gegeben sind.

Wenn wir aus den zulässigen Spannungen die Werte h und F_e berechnen wollen, dann gehen wir folgendermaßen vor:

Aus Gleichung (6) ist

$$\frac{\sigma_{bd}}{x} = \frac{\sigma_e}{n\,(h' - x)},$$

$$\sigma_{bd}\, n\, h' - \sigma_{bd}\, x\, n - \sigma_e\, x = 0,$$

$$x = \frac{n\,\sigma_{bd}\,h'}{n\,\sigma_{bd} + \sigma_e}.$$

Wir setzen x in die Gleichungen (5b) und (11e)

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h' - \frac{x}{3}\right)} \quad \text{und} \quad \sigma_{bd} = \frac{2M}{x\,b\left(h' - \frac{x}{3}\right)}$$

ein und erhalten:

$$\sigma_e F_e\, h' - \sigma_e F_e \frac{n\,\sigma_{bd}\,h'}{3\,(n\,\sigma_{bd} + \sigma_e)} = M$$

und

$$\frac{n\,h'\sigma_{bd}^2}{n\,\sigma_{bd} + \sigma_e}\, b\, h' - \sigma_{bd}^2 \frac{n\,h'}{n\,\sigma_{bd} + \sigma_e} \cdot b \cdot \frac{n\,\sigma_{bd}\,h'}{3\,(n\,\sigma_{bd} + \sigma_e)} = 2M.$$

Digitized by Google

Hieraus wird:

$$h'^2 = \frac{2M}{\frac{\sigma_{bd}^2 n b}{n\sigma_{bd}+\sigma_e} - \frac{\sigma_{bd}^3 n^2 b}{3(n\sigma_{bd}+\sigma_e)^2}},$$

$$h'^2 = \frac{2M}{\frac{\sigma_{bd}^2}{(n\sigma_{bd}+\sigma_e)^2} n b\,(n\sigma_{bd}+\sigma_e) - \frac{\sigma_{bd}^3 n^2 b}{3(n\sigma_{bd}+\sigma_e)^2}},$$

$$h' = \frac{n\sigma_{bd}+\sigma_e}{\sigma_{bd}} \sqrt{\frac{6M}{nb(3n\sigma_{bd}+3\sigma_e-n\sigma_{bd})}},$$

$$h' = \frac{n\sigma_{bd}+\sigma_e}{\sigma_{bd}} \sqrt{\frac{6M}{nb(3\sigma_e+2n\sigma_{bd})}}$$

und

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e h' - \frac{\sigma_e n \sigma_{bd} h'}{3(n\sigma_{bd}+\sigma_e)}},$$

$$F_e = \frac{3M(n\sigma_{bd}+\sigma_e)}{3\sigma_e n\sigma_{bd} h' + 3\sigma_e^2 h' - \sigma_e \sigma_{bd} n h'},$$

$$F_e = \frac{3M(n\sigma_{bd}+\sigma_e)}{\sigma_e(3\sigma_e h' + 2n\sigma_{bd} h')}.$$

Sind die zulässigen Spannungen und h gegeben, so ist:

$$M = \sigma_e F_e \left(h' - \frac{x}{3}\right).$$

Nimmt man für die überschlägige Bestimmung von F_e

$$x = \frac{h'}{2},$$

so wird aus Gleichung (16a):

$$M = \sigma_e F_e \frac{5h'}{6},$$

der Abstand a wird angenommen, sonach ist $h' = h - a$ gegeben, und

$$F_e = \frac{6M}{5h'\sigma_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16b)$$

Diese Gleichung wird benutzt, um bei einer gegebenen Höhe den Gesamtquerschnitt der Eiseneinlagen F_e zu bestimmen.

Digitized by Google

Ein anderer Weg zur Berechnung der Spannungen im Querschnitt ist folgender:

Wir setzen wieder voraus, daß die Querschnitte eben bleiben. Dann ist nach Gleichung (5), (6) und (7):

$$\sigma_{ed} = n\,\sigma_{bd}\,\frac{x-a'}{x},$$

$$\sigma_{ez} = n\,\sigma_{bd}\,\frac{h-a-x}{x},$$

$$\sigma_{bz} = n'\,\sigma_{bd}\,\frac{h-x}{x}.$$

Anstatt wie oben mit dem einfachen Eisen- und Betonzugquerschnitt zu rechnen, ersetzen wir das Eisen durch den n-fachen und den Betonzugteil durch den n'-fachen Querschnitt. Wir erhalten dadurch einen ideellen homogenen Querschnitt. Für diesen homogenen gedachten Querschnitt können wir ebenso vorgehen wie bei jedem homogenen Querschnitt. Dieser Weg empfiehlt sich für weniger einfache Querschnitte.

Für die Bestimmung der Nullinie haben wir die Bedingung, daß sie durch den Schwerpunkt des Querschnittes gehen muß. Es wird das statische Moment des Druckgurtes gleich sein dem statischen Moment des Zugquerschnitts (siehe Fig. 136a und b).

$$\frac{b\,x\,x}{2} + n\,F_e'\,(x-a') = n'\,\frac{(h-x)^2}{2}\,b + n\,F_e\,(h-a-x) \quad . \quad (18)$$

Hieraus entsteht:

$$\left.\begin{aligned}\frac{b\,x^2 - n'\,b\,x^2}{2} + n\,F_e'\,x + h\,b\,n'\,x + n\,F_e\,x - n\,F_e'\,a' - n\,F_e\,(h-a) - \\ - \frac{n'\,b\,h^2}{2} = \emptyset\end{aligned}\right\} \quad (18a)$$

Dieselbe Form hat Gleichung (12a), so daß die Gleichungen für x unverändert bleiben.

Das Trägheitsmoment des Querschnittes wird in bezug auf die Nullinie $n-n$

$$J_n = \frac{b\,x^3}{3} + \frac{n'\,b\,(h-x)^3}{3} + n\,F_e'\,(x-a')^2 + n\,F_e\,(h-a-x)^2 \quad (19)$$

Wir können auch x auf die Weise erhalten, daß wir das statische Moment des ganzen Querschnittes in bezug auf die obere Kante dem statischen Moment der Teile gleichsetzen. Wir erhalten:

$$\left.\begin{aligned}x\,[n\,(F_e' + F_e) + x\,b + n'\,(h-x)\,b] \\ = \frac{b\,x^2}{2} + n'\,b\,(h-x)\,\frac{h-x}{2} + n\,F_e'\,a' + n\,F_e\,(h-a)\,.\end{aligned}\right\} \quad (20)$$

Digitized by Google

Hieraus erhalten wir:

$$\frac{x^2 b}{2} - \frac{x^2 n' b}{2} + x n (F_c' + F_e) + n' x b h - \frac{n' b h^2}{2} - n F_c' a' - n F_e (h - a) = 0. \quad (20a)$$

Das ist dieselbe Gleichung wie (12a). Wir bezeichnen den gedachten homogenen Querschnitt mit F und das statische Moment in bezug auf die obere Kante mit S, dann geht Gleichung (20) in folgende Form über:

$$x F = S$$

und

$$x = \frac{S}{F}.$$

Das Trägheitsmoment in bezug auf die obere Achse nennen wir J_1.

$$J_1 = n [F_c' a'^2 + F_e (h - a)^2] + \frac{b x^3}{3} + n' b \frac{h^3 - x^3}{3}.$$

Das Trägheitsmoment für die Schwerachse wird

$$\left.\begin{aligned} J_n &= J_1 - F x^2 = J_1 - S x, \\ J_n &= n F_c' a'^2 + n F_e (h - a)^2 + \frac{b x^3}{3} + \frac{n' b h^3}{3} - \frac{n' b x^3}{3} \\ &\quad - \frac{b x^3}{2} - \frac{n' b}{2} (h^2 - x^2) x - n F_c' a' x - n F_e (h - a) x. \end{aligned}\right\} \quad (21)$$

Für die Spannung an irgendeiner Stelle, welche x' von der Nullinie entfernt ist, gilt dann:

$$\sigma = \frac{M x'}{J} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21a)$$

Um die Spannung im Eisen oder im Betonzugteil zu erhalten, sind diese Spannungen mit n oder n' zu multiplizieren.

Bei Verstärkung des Druckteils durch eine Umschnürung nehmen wir an, daß die Wirkung der Umschnürung dahin gehe, die Druckspannung über die ganze Druckzone gleichmäßig zu verteilen und umschnüren daher den ganzen Betondruckteil (Fig. 136f und g).

Digitized by Google

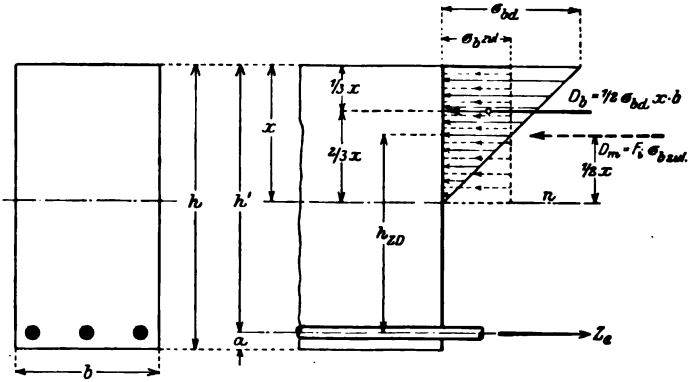


Fig. 136f.

Da die Umschnürung erst bei sehr hohen Spannungen im Beton zur Wirkung kommt, wird der Zugquerschnitt des Betons nicht mehr mitwirken, und es gilt beistehende Spannungsverteilung (Fig. 136f).

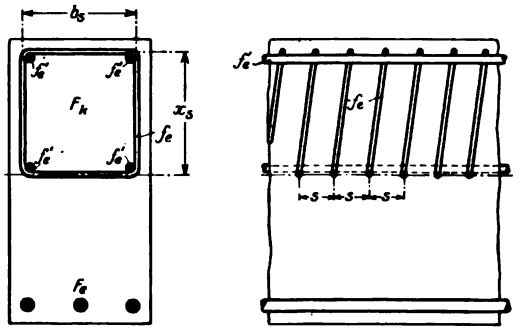


Fig. 136g.

Die Berechnung erfolgt nach den Gleichungen (16) und (11d). Ergibt sich für σ_{bd} ein größerer Wert als zulässig, so ist die Annahme einer Umschnürung gerechtfertigt.

Die Druckkraft ist:

$$D_b = \sigma_{bd}\, b\, \frac{x}{2}.$$

Ferner ist:

$$D_m = F_i \sigma_m = D_b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (22)$$

$$\sigma_m = \frac{D_m}{F_i},$$

F_i ist der ideelle umschnürte Querschnitt,

$F_i = F_k + n(\Sigma f_e' + 2 f_e)$. (Siehe Fig. 136g).

Der Durchschnittswert σ_m darf dann die zulässige Druckspannung im Beton σ_{bd} nicht überschreiten.

Digitized by Google

Da D_m durch die Berechnung gegeben ist, σ_{bd} zulässig angenommen werden kann, bestimmt man:

$$F_i = \frac{D_m}{\sigma_{bd\,\text{zul.}}}.$$

Für die Annahme der Abmessungen der Umschnürungen gilt dasselbe, was auf S. 233 gesagt wurde.

2. Normalspannungen im T-Balken.

Wir gehen wieder von dem allgemeinsten Fall aus. Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton; Zug- und Druckgurt seien mit Eiseneinlagen verstärkt.

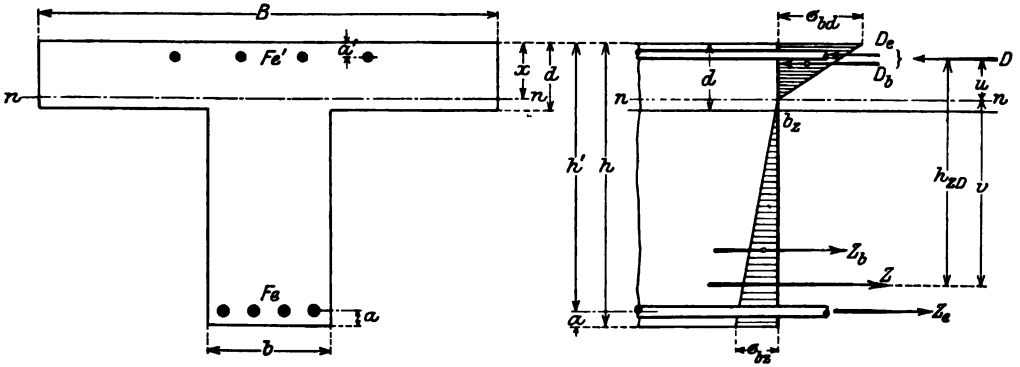


Fig. 137a.

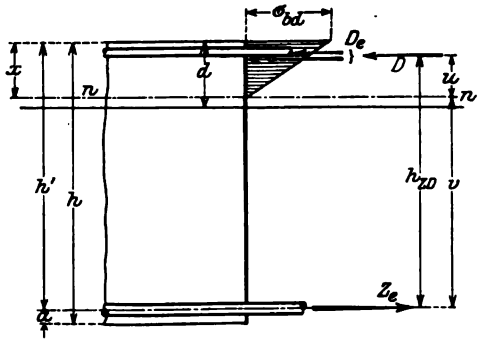


Fig. 137b.

1. Fall: Die Nullinie fällt in die Platte; $x < d$ (Fig. 137).

Wir denken uns einen ideellen homogenen Querschnitt und erhalten wie vorher:

Digitized by Google

$$F = Bx + n'B(d-x) + n'b(h-d) + n(F_e' + F_e),$$

$$S = B\frac{xx}{2} + \frac{n'B}{2}(d-x)(d+x) + \frac{n'b}{2}(h-d)(h+d) + \\ + nF_e'a' + nF_e(h-a),$$

$$x = \frac{S}{F}.$$

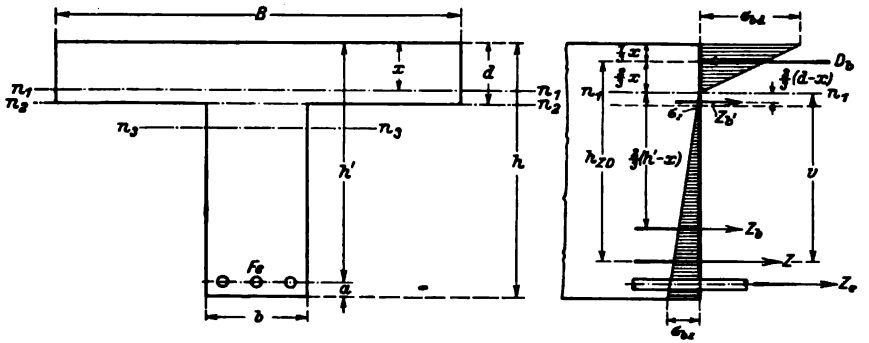


Fig. 137 c.

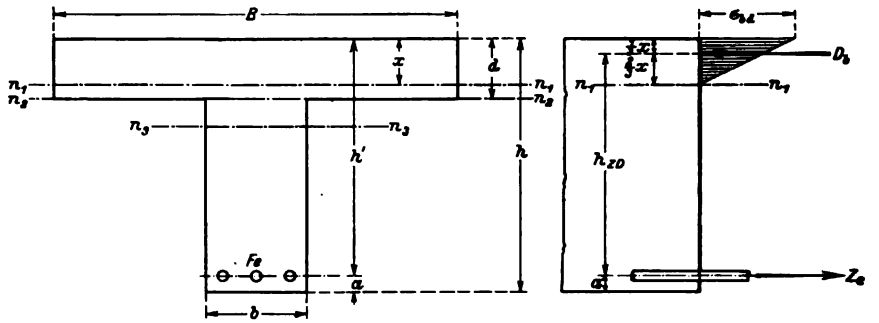


Fig. 137 d.

Setzt man F und S in die Gl. $Fx = S$ ein, so erhält man:

$$Bx^2 + n'B\,dx - n'Bx^2 + n'b(h-d)x + nx(F_d' + F_e) =$$

$$= \frac{Bx^2}{2} + \frac{n'Bd^2}{2} - \frac{n'Bx^2}{2} + \frac{n'bh^2}{2} - \frac{n'bd^2}{2} + nF_e'a' + nF_e(h-a),$$

$$\frac{x^2B}{2}(n'-1) - x[n'Bd + n'b(h-d) + n(F_e' + F_e)]$$

$$+ \frac{n'}{2}[Bd^2 + bh^2 - bd^2] + nF_e'a' + nF_e(h-a) = \emptyset.$$

Digitized by Google

Hieraus erhalten wir:

$$x = +\frac{n'Bd + n'b(h-d) + n(F_c' + F_e)}{B(n'-1)} \pm$$

$$\pm\sqrt{\frac{[n'Bd+n'b(h-d)+n(F_c'+F_e)]^2}{B^2(n'-1)^2} - \frac{[n'(Bd^2+bh^2-bd^2)+2nF_c'a'+2nF_e(h-a)]}{B(n'-1)}},$$

$$x = \frac{n'Bd + n'b(h-d) + n(F_c' + F_e)}{B(n'-1)} \cdot \left(1-\sqrt{1-\frac{[2nF_c'a'+n'(Bd^2+bh^2-bd^2)+2nF_e(h-a)](n'-1)B}{[nF_e+n'Bd+n'b(h-d)+nF_c']^2}}\right) \quad (23)$$

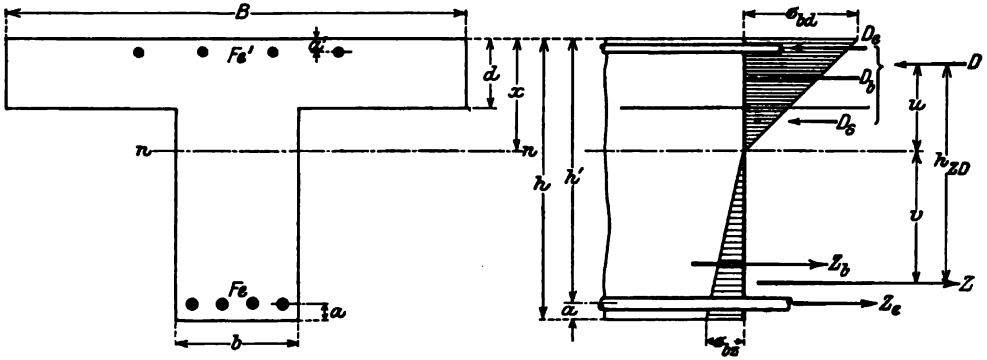


Fig. 138a.

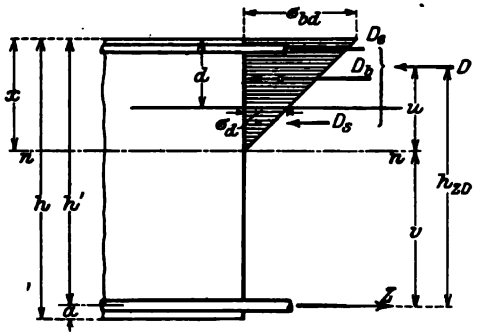


Fig. 138b.

Setzen wir $B = b$, so wird

$$x = \frac{n'bh + nF_c' + nF_e}{b(n'-1)}\left(1-\sqrt{1-\frac{[2nF_c'a'+n'bh^2+2nF_e(h-a)](n'-1)b}{(nF_e+n'bh+nF_c')^2}}\right) \quad (24)$$

Das ist die Gleichung (13) für die einfache Platte.

Verzichtet man auf die Mitwirkung des Betonzugteils (Fig. 137b), so wird $n' = \theta$ und aus Gleichung (23) wird:

$$x = \frac{n(F_c' + F_e)}{B}\left(-1+\sqrt{1+\frac{[2F_c'a' + 2F_e(h-a)]B}{n(F_e+F_c')^2}}\right) \quad (25)$$

ebenso wie beim rechteckigen Querschnitt [Gleichung (14)].

Digitized by Google

Ist keine Druckbewehrung vorhanden (Fig. 137c), so wird:

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{n' B d + n' b (h-d) + n F_e}{B (n'-1)} \cdot \\ &\left(1 - \sqrt{1 - \frac{[n' (B d^2 + b h^2 - b d^2) + 2 n F_e (h-a)] (n'-1) B}{[n F_e + n' B d + n' b (h-d)]^2}}\right) \end{aligned}\right\} \quad (26)$$

Ist keine Druckbewehrung vorhanden und wird auf die Mitwirkung des Betonzugteils verzichtet (Fig. 137d), so wird:

$$x = \frac{n F_e}{B}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 (h-a) B}{n F_e}}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (27)$$

wie beim rechteckigen Querschnitt [Gleichung (16)].

Bei der weiteren Berechnung gelten dieselben Gleichungen wie bei dem rechteckigen Querschnitt.

Die Druckspannungen σ_{bd} lassen sich auf kürzerem Wege berechnen, wenn man $F'_e = 0$ und nur eine Mitwirkung der Betonzugspannungen annimmt.

Der ideelle Querschnitt sei F, das statische Moment S, wie vorher. Es ist ferner:

$$J_1 = \frac{B x^3}{3} + n' B \left(\frac{d^3 - x^3}{3}\right) + n' b \frac{h^3 - d^3}{3} + n F_e (h-a)^2,$$

$$J_n = J_1 - S x = J_1 - F x^2,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{J_n},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{n' M (h-x)}{J_n}, \qquad \sigma_e = \frac{n M (h-a-x)}{J_n} = \frac{n M (h'-x)}{J_n}.$$

2. Fall: Die Nullinie fällt in den Steg: $x > d$.

Wir gehen ebenso vor wie oben.

$$F = B d + b (x-d) + n' b (h-x) + n (F'_e + F_e),$$

$$S = \frac{B d^2}{2} + b \frac{(x-d)(x+d)}{2} + n' b (h-x) \frac{(h+x)}{2} + n F'_e a' + n F_e (h-a),$$

$$x = \frac{S}{F}$$

eingesetzt, gibt

$$\left.\begin{aligned} &B d x + b x^2 - b d x + n' b h x - n' b x^2 + n (F'_e + F_e) x \\ &= \frac{B d^2}{2} + \frac{b x^2}{2} - \frac{b d^2}{2} + \frac{n' b h^2}{2} - \frac{n' b x^2}{2} + n F'_e a' + n F_e (h-a) \\ &\frac{x^2 b}{2} (n'-1) - x [B d - b d + n' b h + n (F'_e + F_e)] + \\ &\quad + \left(\frac{B d^2}{2} - \frac{b d^2}{2} - \frac{n' b h^2}{2} + n F'_e a' + n F_e (h-a)\right) = 0 \end{aligned}\right\} \quad . \quad (28)$$

Digitized by Google

Hieraus erhalten wir:

$$x = +\frac{B\,d - b\,d + n'\,b\,h + n\,(F'_e + F_e)}{b\,(n'-1)} - \sqrt{\frac{[B\,d - b\,d + n'\,b\,h + n\,(F'_e + F_e)]^2}{b_1^2\,(n'-1)^2} - 2\,\frac{\left(\frac{B\,d^2}{2} - \frac{b\,d^2}{2} + \frac{n'\,b\,h^2}{2} + n\,F'_e\,a' + n\,F_e\,(h-a)\right)}{b\,(n'-1)}}.$$

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{B\,d - b\,d + n'\,b\,h + n\,(F'_e + F_e)}{b\,(n'-1)} \cdot \\ &\left(1 - \sqrt{1 - \frac{[B\,d^2 - b\,d^2 + n'\,b\,h^2 + 2\,n\,F'_e\,a' + 2\,n\,F_e\,(h-a)]\,(n'-1)\,b}{(n\,F_e + B\,d - b\,d + n'\,b\,h + n\,F'_e)^2}}\right) \end{aligned}\right\} \quad (29)$$

Setzen wir $B = b$, so wird:

$$x = \frac{n'\,b\,h + n\,(F'_e + F_e)}{b\,(n'-1)}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{[2\,n\,F'_e\,a' + n'\,b\,h^2 + 2\,n\,F_e\,(h-a)]\,(n'-1)\,b}{(n\,F_e + n'\,b\,h + n\,F'_e)^2}}\right) \quad (30)$$

Gleichung (30) ist, wie zu erwarten war, dieselbe wie Gleichung (13) für rechteckigen Querschnitt.

Verzichtet man auf die Mitwirkung des Betonzugteils, so wird $n' = 0$ (Fig. 138b).

$$x = \frac{B\,d - b\,d + n\,(F'_e + F_e)}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{[B\,d^2 - b\,d^2 + 2\,n\,F'_e\,a' + 2\,n\,F_e\,(h-a)]\,b}{(n\,F_e + B\,d - b\,d + n\,F'_e)^2}}\right). \quad (31)$$

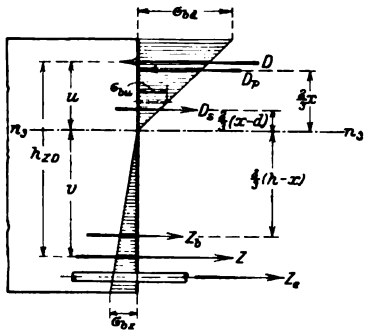


Fig. 138c.

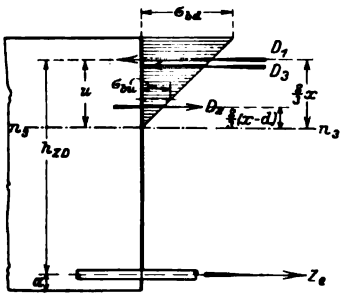


Fig. 138d.

Ist keine Druckbewehrung vorhanden (Fig. 138c), so wird unter Berücksichtigung des Betonzugteils aus Gleichung (29):

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{B\,d - b\,d + n'\,b\,h + n\,F_e}{b\,(n'-1)} \\ &\left(1 - \sqrt{1 - \frac{[B\,d^2 - b\,d^2 + n'\,b\,h^2 + 2\,n\,F_e\,(h-a)]\,(n'-1)\,b]}{(n\,F_e + B\,d - b\,d + n'\,b\,h)^2}}\right) \end{aligned}\right\} \quad (32)$$

Digitized by Google

Verzichtet man außerdem noch auf die Mitwirkung des Betonzugteils (Fig. 138d), so wird:

$$x = \frac{Bd - bd + nF_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{[Bd^2 - bd^2 + 2nF_e(h-a)]b}{(nF_e + Bd - bd)^2}}\right). \quad (33)$$

Für $B = b$ wird:

$$x = \frac{nF_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2(h-a)b}{nF_e}}\right) \quad \ldots\ldots (33a)$$

wie beim rechteckigen Querschnitt [Gleichung (16)].

Bei Berechnung der Spannungen gehen wir wieder vom ideellen homogenen Querschnitt aus.

Es sind:

F die Fläche des ideellen Querschnitts,

S das statische Moment des Querschnitts in bezug auf seine Oberkante,

J_1 das Trägheitsmoment des homogenen Querschnitts in bezug auf seine Oberkante.

Dann wird das Trägheitsmoment in bezug auf die Nullinie

$$J_n = J_1 - Sx$$

und an irgendeiner Stelle

$$\sigma = \frac{Mx'}{J},$$

wo x' den Abstand dieser Stelle von der Nullinie bedeutet.

Die Berechnung von J_1 und J_n erfolgt wie vorher.

Wenn die Nullinie in den Steg fällt, empfiehlt es sich, eine weitere Vereinfachung vorzunehmen, nämlich die Vernachlässigung des Beitrags durch den gedrückten Steg.

Wenn wir eine Druckbewehrung annehmen, so wird (siehe Fig. 138b)

$$F = Bd + nF_e' + nF_e,$$

$$S = \frac{Bd^2}{2} + nF_e'a' + nF_e(h-a),$$

$$xF = S,$$

$$Bdx + x(nF_e' + nF_e) = \frac{Bd^2}{2} + n[F_e'a' + F_e(h-a)],$$

$$x = \frac{\frac{Bd^2}{2} + n[F_e'a' + F_e(h-a)]}{Bd + n[F_e' + F_e]} \quad \ldots\ldots (34)$$

Digitized by Google

Ist $F_e' = 0$, so wird

$$x = \frac{\frac{Bd^2}{2} + nF_e(h-a)}{Bd + nF_e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (35)$$

Wenn keine Druckbewehrung vorhanden ist, ergibt sich durch Zerlegen der Spannungsfläche in zwei Dreiecke (Fig. 138d):

$$D_3 = D_1 - D_2 .$$

Setzt man $Z = D$, so wird, wenn $n' = 0$ und $F_e' = 0$ (siehe Fig. 138d)

$$\sigma_e F_e = \sigma_{bd} \frac{xB}{2} - \sigma_{bu} \frac{(x-d)B}{2}$$

$$\sigma_{bu} = \sigma_{bd} \frac{x-d}{x}$$

und

$$n\sigma_{bd} \frac{h-a-x}{x} F_e = \sigma_{bd} \frac{Bx}{2} - \sigma_{bd} \frac{(x-d)^2 B}{2x} .$$

Hieraus wird, wenn $h - a = h'$ gesetzt wird:

$$nh'F_e - nxF_e - \frac{Bx^2}{2} + \frac{Bx^2}{2} - dBx + \frac{d^2B}{2} = 0$$

und

$$x = \frac{\frac{d^2B}{2} + nh'F_e}{dB + nF_e} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (35)$$

$$M = \sigma_{bd} \frac{Bx}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) - \sigma_{bu} \frac{B(x-d)}{2}\left(h - a - d - \frac{x-d}{3}\right)$$

$$= \sigma_{bd} \frac{Bx}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) - \sigma_{bu} \frac{B(x-d)}{2}\left(h - a - \frac{2}{3}d - \frac{x}{3}\right),$$

$$\sigma_{bu} = \sigma_{bd} \frac{x-d}{x},$$

$$M = \sigma_{bd}\left[\frac{Bx}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) - \frac{B(x-d)^2}{2x}\left(h - a - \frac{2}{3}d - \frac{x}{3}\right)\right],$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{\frac{Bx}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) - \frac{B(x-d)^2}{2x}\left(h - a - \frac{2}{3}d - \frac{x}{3}\right)} \quad \ldots \quad (36)$$

$$\sigma_e = n\sigma_{bd} \frac{h-a-x}{x} .$$

Digitized by Google

Zerlegt man die Druckspannungsfläche in zwei Dreiecke nach Fig. 138e, so erhält man, wenn $F'_e = 0$ und $n' = 0$ angenommen wird,

$$M = \sigma_{bd} \frac{dB}{2}\left(h - a - \frac{d}{3}\right) + \sigma^u_{bd} \frac{dB}{2}\left(h - a - \frac{2}{3}d\right).$$

Es ist die Druckspannung σ^u_{bd} in der Unterkante der Platte:

$$\sigma^u_{bd} = \sigma_{bd} \frac{x - d}{x},$$

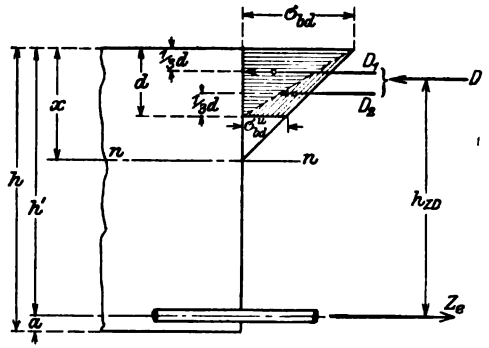


Fig. 138e.

Dann ergibt sich nach Einsetzen von σ^u_{bd}

$$M = \sigma_{bd}\left[\frac{dB}{2}\left(h - a - \frac{d}{3}\right) + \frac{dB}{2}\left(h - a - \frac{2}{3}d\right)\frac{x - d}{x}\right]$$

und

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{\frac{dB}{2}\left(h - a - \frac{d}{3}\right) + \frac{dB}{2}\left(h - a - \frac{2}{3}d\right)\frac{x - d}{x}} \quad \ldots \quad (37)$$

und

$$\sigma_e = n\,\sigma_{bd}\,\frac{h - a - x}{x}$$

oder aus der Gleichung

$$M = \sigma_e F_e h_{ZD}, \quad h_{ZD} = h - a - \frac{x}{3},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e h_{ZD}}.$$

Digitized by Google

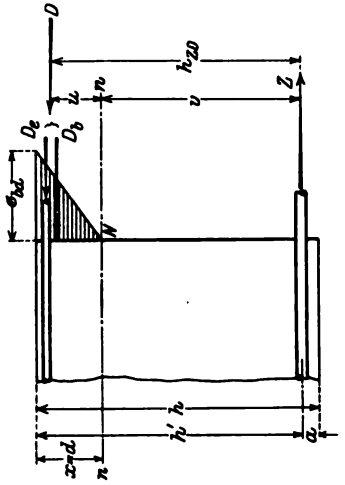


Fig. 138g.

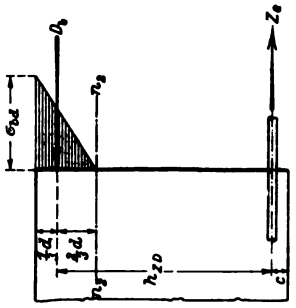


Fig. 138i.

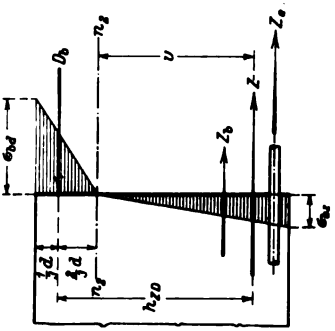


Fig. 138h.

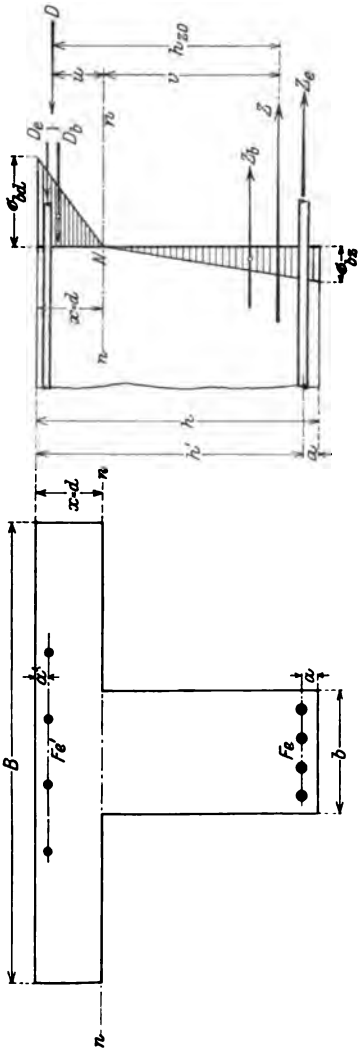


Fig. 138f.

3. Fall: Die Nullinie fällt in die Unterkante der Platte. Die Verteilung der Spannungen und deren Mittelkräfte ergeben sich nach Fig. 138f und g bei Vorhandensein einer Druckbewehrung, in Fig. 138h und i ohne Druckbewehrung. x wird dann gleich der Plattenstärke d. Für die Berechnung der Spannungen im Beton und im Eisen sind dann sinngemäß die bereits abgeleiteten Gleichungen anzuwenden, indem man für $x = d$ setzt.

3. Nebenspannungen.

Da Unterzüge und Platten bei Eisenbetonkonstruktionen als einheitliches Ganzes wirken, treten gewisse Nebenspannungen

Digitized by Google

auf, die gewöhnlich bei der Berechnung der in den Querschnitten auftretenden Spannungen nicht berücksichtigt werden. In Fig. 139 ist an vier Stellen (mit ①, ②, ③ und ④ bezeichnet) dargestellt, welche Arten von Spannungen auftreten.

Stelle ①. Die mit p bezeichneten Spannungen treten in der zwischen den Unterzügen eingespannten Platte auf. Hier treten die Spannungen p nach zwei Richtungen auf. Bei Platten, deren Dimensionen nach der einen Richtung viel größer sind, als nach der anderen Richtung, kommt nur diejenige Spannung in Betracht, welche senkrecht zur Richtung der Nebenunterzüge wirkt.

Die Spannungen p werden in Feldmitte an der Oberfläche der Platte Druckspannungen (—), über den Nebenunterzügen Zugspannungen (+) sein.

Stelle ②. Hier treten Spannungen b auf (mit den mittellangen Pfeilen bezeichnet), die in der Platte als Querschnittsteil des Nebenunterzuges B wirken.

Man sieht auch ohne weiteres, daß die vorher mit p bezeichneten Spannungen senkrecht zu den Spannungen b auftreten. Es wird

$$\sigma_{bd} = \sigma_{(b)} - \frac{1}{m}\sigma_{(p)}.$$

Bei verschiedenen Vorzeichen von $\sigma_{(b)}$ und $\sigma_{(p)}$ wird die resultierende Spannung σ_{bd} größer. Der Zuwachs ist aber nicht sehr beträchtlich, wenn m groß ist. Nimmt man z. B. für $m = 8$: $\sigma_{(b)} = 30$ kg/qcm und $\sigma_{(p)} = 40$ kg/qcm, so würde sich σ_{bd} auf 35 kg/qcm erhöhen.

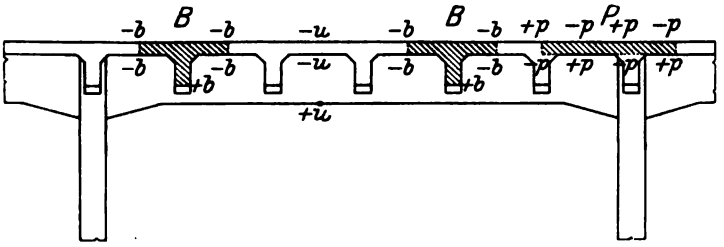
Stelle ③. Die mit den langen Pfeilen bezeichneten Spannungen u entstehen in der Platte als Teil des Querschnittes, welcher zum Hauptunterzug U gehört. An dieser Stelle wird die Spannungsverteilung in der Platte gezeigt, soweit sie zu dem Querschnitt des Hauptunterzuges U gerechnet wird. Es wirken die Spannungen p und u in der Oberfläche, beide nach derselben Richtung als Druckspannungen; sie addieren sich also. Die Wirkung ist aber in Wirklichkeit infolge der Monolität nicht sehr groß; sie kann größer werden, wenn die Hauptunterzüge näher aneinander liegen.

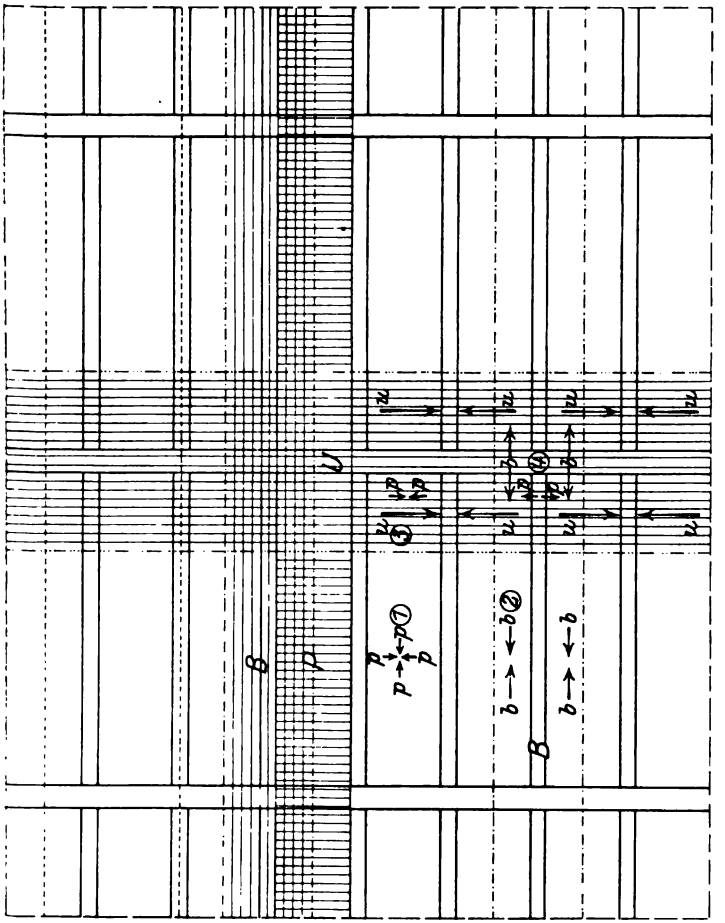
Stelle ④. In der Oberfläche der Platte wirken die Spannungen b und u senkrecht zueinander. Der geringe Einfluß von p kann hier vernachlässigt werden. Es gilt dann für die resultierenden Spannungen wieder die Gleichung

$$\sigma_{bd} = \sigma_{(u)} - \frac{1}{m}\sigma_{(b)}.$$

Da nun $\sigma_{(u)}$ und $\sigma_{(b)}$ verschiedene Vorzeichen haben, so wird die resultierende Spannung größer. Eine Berücksichtigung kann in der Weise

Digitized by Google





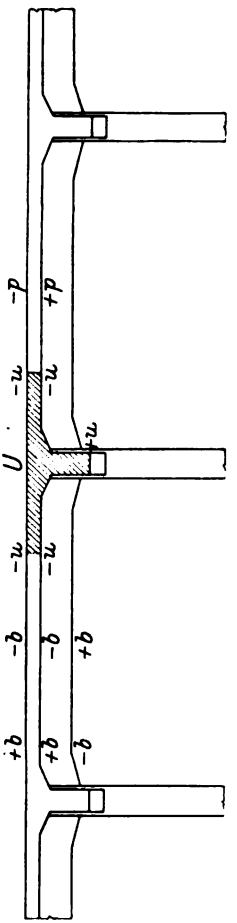


Fig. 139. Nebenspannungen.

erfolgen, daß man an dieser Stelle höhere zulässige Beanspruchungen des Betons gestattet.

Die Berechnung der auftretenden Spannungen nach den vorgeschlagenen Verfahren liefert größere Werte, als die mit Hilfe von Mes-

Digitized by Google

sungen gefundenen wirklich auftretenden Spannungen, wie im folgenden gezeigt wird, deshalb kann man in der Regel die Nebenspannungen unberücksichtigt lassen.

4. Vergleich zwischen berechneten und wirklich auftretenden Normalspannungen.

Es ist bereits gezeigt worden, wie mit Hilfe einer größeren Zahl von Messungen in den Querschnitten mit größtem Biegungsmoment die Normalspannungen σ_{bd}, σ_{bz} und σ_e direkt aus den Versuchen ohne Zuhilfenahme irgendwelcher Berechnungsverfahren bestimmt wurden. Für die beiden Querschnitte Fig. 140a und c sollen im folgenden die Normalspannungen mit Hilfe der abgeleiteten Gleichungen berechnet werden, um die Ergebnisse miteinander vergleichen zu können.

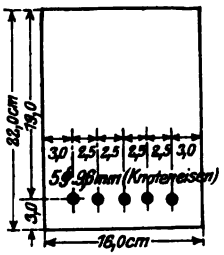


Fig. 140a. Typischer Querschnitt zu den Versuchen nach Fig. 41.

In Fig. 140a ist ein rechteckiger Eisenbetonbalken aus den Lichterfelder Versuchen dargestellt (siehe S. 143 usf.). Für 4 verschiedene Belastungen vor und nach dem Eintreten der Risse werden die Normalspannungen berechnet. Bei einer Belastung $P = 600$ kg, lange vor dem Auftreten der Risse, ist $n' = \frac{E_{bz}}{E_{bd}} = 1{,}2$ (nach den Elastizitätsmessungen).

P ist symmetrisch zur Mitte im Abstand 50 cm bei einer Spannweite von 1,50 m.

Setzt man $b = 16$ cm,
$a = 3$ cm,
$h = 22$ cm,
$F_e = 3{,}12$ qcm,
$n = \frac{E_e}{E_{bd}} = 7$ (nach den Elastizitätsmessungen),

so erhält man:

nach Gleichung (7) (S. 374) $x = 11{,}8$ cm,
nach Gleichung (11a) (S. 375) $\sigma_{bd} = 21$ kg/qcm,
nach Gleichung (7) (S. 375) $\sigma_{bz} = 21{,}8$ kg/qcm,
nach Gleichung (6) (S. 375) $\sigma_e = 90$ kg/qcm.

Aus den Versuchen ergibt sich (siehe S. 264):

$x = 10{,}60$,
$\sigma_{bd} = 20{,}9$ kg/qcm,
$\sigma_{bz} = 10$ kg/qcm,
$\sigma_e = 123{,}5$ kg/qcm.

Digitized by Google

Für die Belastung $P = 900$ kg, kurz vor dem Eintreten der Risse, kann man n' aus den Versuchen nicht mehr zuverlässig bestimmen, da E_{bz} viel kleiner geworden ist. Wir nehmen $n' = 0{,}5$ an, was ungefähr einem $E_{bz} = 50\,000$ kg/qcm entspricht.

Aus der Berechnung nach den vorstehenden Gleichungen ergibt sich:

$$x = 9{,}9 \text{ cm},$$
$$\sigma_{bd} = 38 \text{ kg/qcm},$$
$$\sigma_{bz} = 23{,}3 \text{ kg/qcm},$$
$$\sigma_e = 245 \text{ kg/qcm}.$$

Aus den Versuchen ergibt sich (siehe S. 264):

$$x = 10{,}30 \text{ cm},$$
$$\sigma_{bd} = 28{,}2 \text{ kg/qcm},$$
$$\sigma_{bz} = 10{,}8 \text{ kg/qcm},$$
$$\sigma_e = 303 \text{ kg/qcm}.$$

(In beiden Fällen wie in den folgenden wird das Eigengewicht nicht berücksichtigt. Man kann die Ergebnisse als die von der Nutzlast hervorgerufenen Spannungen ansehen.)

Der Vergleich zeigt, daß vor der Rißbildung bei rechteckigen Querschnitten die Annahme der Nullinie in der halben Höhe $\left(\frac{h}{2} = 11 \text{ cm}\right)$ des Querschnitts vollkommen befriedigend ist, weil dies mit den Versuchen besser übereinstimmt als das berechnete x.

Die Berechnung von σ_{bd} zeigt bei der kleineren Belastung eine gute Übereinstimmung, bei der höheren Belastung ist σ_{bd} der Berechnung größer als aus den Versuchen.

Die Berechnung von σ_{bz} zeigt in beiden Fällen einen beinahe doppelt so großen Wert als die Messungen ergaben. Das erklärt sich zum Teil aus der nicht ganz zuverlässigen Annahme von n', zum Teil auch durch die nicht ganz zuverlässigen Dehnungsmessungen im Beton am Rande des Zugquerschnitts.

Die Spannungen im Eisen σ_e sind, wie bereits an früherer Stelle gezeigt wurde, vor dem Eintreten der Risse ziemlich klein.

Bei höheren Belastungen, wenn Risse im Beton eingetreten sind, muß man für denselben Fall annehmen:

$$n' = 0\,; \qquad n = 10\,.$$

Die Berechnung ergibt für $P = 1200$ kg:

nach Gleichung (16) $x = 6{,}5$ cm,
nach Gleichung (11 d) $\sigma_{bd} = 61{,}5$ kg/qcm,
nach Gleichung (5 b) $\sigma_e = 1140$ kg/qcm.

Digitized by Google

Aus den Versuchen ergibt sich (siehe S. 265):

$$x = 9{,}5 \text{ cm},$$
$$\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/qcm},$$
$$\sigma_e = 615 \text{ kg/qcm}.$$

Wir sehen hier sehr erhebliche Unterschiede zwischen den berechneten und den aus den Messungen abgeleiteten Werten. Die berechneten Spannungen sind bedeutend größer.

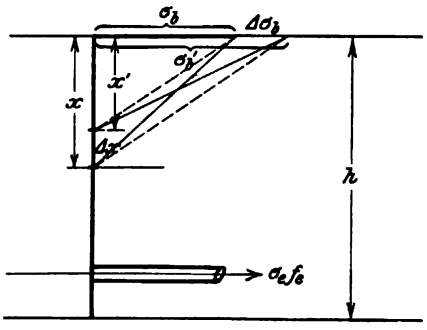


Fig. 140b.

Die Lage der Nullinie ist nach der Berechnung hauptsächlich infolge der Annahme ebener Querschnitte viel zu hoch. Die wirkliche Lage der Nullinie, die gemessen wurde, ist tiefer. Daraus folgt, daß auch die Druckspannungsfläche verschoben wird. Wie weit dies auf die Randspannungen Einfluß hat, zeigt Fig. 140b.

Bezeichnet D die Mittelkraft der Druckspannungen, so ist:

$$D = \frac{\sigma_b x}{2} b .$$

Verschiebt sich x um Δx nach oben, so wird:

$$D' = \frac{\sigma_b' x'}{2} b = \frac{(\sigma_b + \Delta\sigma_b)(x - \Delta x) b}{2} .$$

Sonach ist, wenn $D = D'$

$$\frac{\sigma_b x b}{2} = \frac{(\sigma_b + \Delta\sigma_b)(x - \Delta x) b}{2}$$

und

$$\Delta\sigma_b (x - \Delta x) = \sigma_b \Delta x ,$$
$$x' \Delta\sigma_b = \sigma_b \Delta x$$

und

$$\Delta\sigma_b = \frac{\sigma_b \Delta x}{x'} .$$

Setzt man in unserem Fall $\Delta x = 3$ cm und $x' = 6{,}5$ cm, so wird $\Delta\sigma_b = \frac{40 \cdot 3}{6{,}5} = 18{,}5$ kg/qcm.

In dem vorher besprochenen Fall beträgt die Differenz zwischen dem berechneten und dem Versuchswert $\sigma_b = 61{,}5 - 40 = 21{,}5$ kg/qcm.

Digitized by Google

Wir erhalten sonach aus der Berechnung infolge der sich ergebenden höheren Lage der Nullinie immer größere Druckspannungen im Beton.

Die aus der Berechnung sich ergebenden Zugspannungen im Eisen sind auch erheblich größer. Dies ist zum Teil auf die unrichtige Lage der Nullinie, zum Teil auch auf die vollkommene Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts zurückzuführen. Wir haben schon bei einer früheren Gelegenheit gesehen, daß ein großer Teil des Betonzugquerschnittes bis zu sehr hohen Belastungen mitwirkt, weil die Risse sich nur allmählich der Nullinie nähern. Dies ersieht man auch daraus, daß bei höheren Belastungen die Differenz zwischen dem errechneten und gemessenen σ_e kleiner wird. Für denselben Querschnitt erhält man bei einer Belastung:

$P = 2250$ kg; $\sigma_e = 2138$ kg/qcm aus der Berechnung,

$\sigma_e = 1730$ kg/qcm aus den Versuchen.

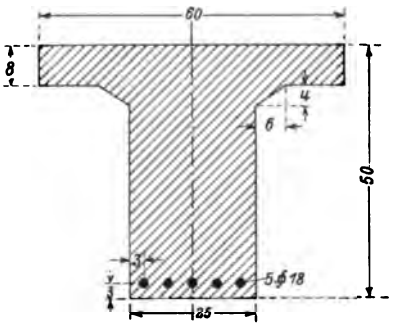


Fig. 140c.

Für den T-förmigen Querschnitt wählen wir zum Vergleich den in Fig. 140c dargestellten Querschnitt der Dresdner Versuche, welche im dritten Abschnitt besprochen werden. Die Belastung des Trägers von 3 m Spannweite war gleichförmig verteilt.

Für drei charakteristische Belastungen werden die mit Hilfe der abgeleiteten Gleichungen berechneten mit den aus den Messungen abgeleiteten Werten verglichen. Bei einer Belastung q ergeben die Versuche:

q t/lfm	x cm	σ_{bz} kg/qcm	σ_{bd} kg/qcm	σ_e kg/qcm
2,51	22,8	17,9	13,6	—
($\frac{1}{2}$ Rißlast)				
4,16	23,6	28,4	23,8	—
($\frac{1}{4}$ Bruchlast vor Eintreten der Risse)				
6,68	14,6	—	46,4	1420
(nach dem Eintreten der Risse).				

Die Rißlast betrug 5,03 t/lfdm.

Die Berechnung ergab für dieselben Belastungen:

x cm	σ_{bz} kg/qcm	σ_{bd} kg/qcm	σ_e kg/qcm
24,3	15,9	20,3	105
19	23,7	29	300
12,6	—	52,5	1440

Digitized by Google

Da bei der geringen Plattenbreite anzunehmen war, daß die Nullinie in den Steg fällt, wurde die Berechnung nach den für diesen Fall abgeleiteten Gleichungen (siehe S. 384) durchgeführt. Hierbei wurde $n' = \frac{E_{bz}}{E_{bd}}$ für die niedrigste Belastung nach den Elastizitätsmessungen mit 1,2 angenommen, für die Belastung 4,16 t/m kurz vor dem Eintreten der Risse wurde $n' = 0{,}5$ geschätzt. $\frac{E_e}{E_{bd}} = n$ ist aus den Elastizitätsmessungen bestimmt worden: $n = 7$ vor und $n = 10$ nach dem Auftreten der ersten Risse.

Wir sehen, daß bei T-förmigen Querschnitten nach dem Auftreten der Risse eine bessere Übereinstimmung zwischen den berechneten und den Versuchswerten herrscht.

Jedenfalls sind hier wie beim rechteckigen Querschnitte die berechneten Spannungen größer.

Der Unterschied ist bei höheren Belastungen geringer, weil die Vernachlässigung des vollen Betonzugquerschnittes erst dann berechtigt ist.

Der Vergleich der berechneten mit den aus den Messungen abgeleiteten Spannungen im Beton und im Eisen zeigt uns, daß bei Annahme eines Ebenbleibens der Querschnitte und einer geradlinigen Spannungsverteilung die Berechnung nach den abgeleiteten Gleichungen eine etwas größere Sicherheit bietet.

Bedenkt man, daß durch die monolithische Bauweise nicht nur bei rechteckigen, sondern auch bei T-förmigen Querschnitten eine viel günstigere Wirkung auf die Verteilung der Spannungen erzielt wird, als bei den einfachen, vom Ganzen getrennten Versuchskörpern, so wird man daraus folgern können, daß die im Bauwerk wirklich auftretenden Spannungen noch geringer sind, als die Versuche zeigten. Die Sicherheit, welche uns die Berechnung bietet, wird dadurch noch erhöht.

Messungen, welche von amerikanischen Forschern bei größeren Bauwerken an einzelnen Konstruktionsgliedern ausgeführt wurden, zeigten in der Tat, das die wirklich auftretenden Spannungen weit niedriger sind als die berechneten.

5. Berechnung der Schub- und Hauptspannungen.

Für die Schubspannungen im homogenen Querschnitt gilt im Abstand x' von der Nullinie die Gleichung (siehe Fig. 134)

$$\tau = \frac{Q\,S'_n}{b\,J_n} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (38)$$

Hierin ist Q die Querkraft und S'_n das statische Moment der Querschnittsfläche $b\,(x - x')$ in bezug auf die Nullinie.

Digitized by Google

J_n = Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts in bezug auf die Nullinie.

Wir ersetzen den Eisenbetonquerschnitt durch den ideellen homogenen Querschnitt und können dann die obige Gleichung anwenden.

a) Berechnung der Schubspannungen im rechteckigen Querschnitt.

Bei einem rechteckigen Querschnitt wird τ ein Maximum für S_n' max, d. h. in der Nullinie.

Für die Nullinie ist:

$$S_n = \frac{b x^2}{2},$$

also:

$$\max \tau = \frac{Q x^2}{2 J_n} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (39)$$

Im allgemeinen Fall war nach Gleichung (19) (S. 378):

$$J_n = \frac{b x^3}{3} + \frac{n' b (h-x)^3}{3} + n F_e' (x - a')^2 + n F_e (h - a - x)^2.$$

Es wird also:

$$\max \tau = \frac{Q x^2}{2\left(\frac{b x^3}{3} + \frac{n' b (h-x)^3}{3} + n F_e' (x-a')^2 + n F_e (h-a-x)^2\right)} \quad (40)$$

Für den Fall, daß keine Druckbewehrung vorhanden ist, braucht man hier nur $F_e' = 0$ zu setzen. Es wird dann:

$$\max \tau = \frac{Q x^2}{2\left(\frac{b x^3}{3} + \frac{n' b (h-x)^3}{3} + n F_e (h-a-x)^2\right)} \quad . \quad (40\,a)$$

Nimmt man bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnittes $n' = 0$, so wird:

$$\max \tau = \frac{Q x^2}{2\left[\frac{b x^3}{3} + n F_e (h-a-x)^2\right]} \quad \ldots \ldots \quad (40\,b)$$

Aus den Gleichungen (40), (40a) und (40b) folgt, daß τ am größten wird, wenn man ohne Druckbewehrung und ohne Betonzugquerschnitt rechnet. Die Sicherheit wird dadurch erhöht.

Ein anderer Weg zur Bestimmung von τ_{max} ist folgender: Setzt man

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{J_n}$$

und

$$J_n = \frac{M x}{\sigma_{bd}}.$$

Digitized by Google

Ferner ist bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts:

$$M = \sigma_{bd} \frac{xb}{2} h_{ZD}.$$

Setzt man M in die vorstehende Gleichung ein, so wird

$$J_n = \frac{x^2 b h_{ZD}}{2}.$$

Man erhält dann durch Einsetzen in Gleichung (39):

$$\max \tau = \frac{Q}{b h_{ZD}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (41)$$

Für den Fall, daß die Betonzugspannungen vernachlässigt werden, ergibt sich

$$h_{ZD} = h - a - \frac{x}{3}.$$

Im allgemeinen ist

$$h_{ZD} = \frac{M}{D} = \frac{M}{Z}.$$

Da

$$Z = \sigma_e F_e + \sigma_{bz} \frac{b(h-x)}{2};$$

wird dann:

$$h_{ZD} = \frac{M}{\sigma_e F_e + \sigma_{bz} \frac{b(h-x)}{2}}.$$

Die Hauptzugspannung ergibt sich aus der Schubspannung, wie vorher gezeigt wurde:

$${}_1\Sigma_2 = \pm \tau.$$

Diese Gleichungen gelten, solange alle Teile gleichmäßig mitwirken, das heißt, solange keine schrägen Risse vorhanden sind.

In welcher Weise die schrägen Eiseneinlagen und Bügel berechnet und angeordnet werden, ist bereits aus S. 362 gezeigt worden.

b) Berechnung der Schubspannungen im T-förmigen Querschnitt.

Es gilt wieder für den gedachten homogenen Querschnitt

$$\tau = \frac{Q S_n'}{b J_n}.$$

Digitized by Google

Wenn x größer als d ist, so treten die gefährlichsten Schubspannungen im Steg auf. Ist $x < d$, so treten sie in der Platte auf. Bei dem Fall $x = d$ ist der gefährlichste Querschnitt in $A - A'$ beim Übergang vom Steg zur Platte (siehe Fig. 141a und b). Ferner müssen die Stegbreite und der Anschluß des Steges so stark sein, daß die Platte weder nach AA' noch nach $A'A''$ abgeschert werden kann.

Wir wollen den einfachen Fall untersuchen, daß die Nullinie mit dem unteren Rande der Platte zusammenfällt. Wir haben dann $x = d$.

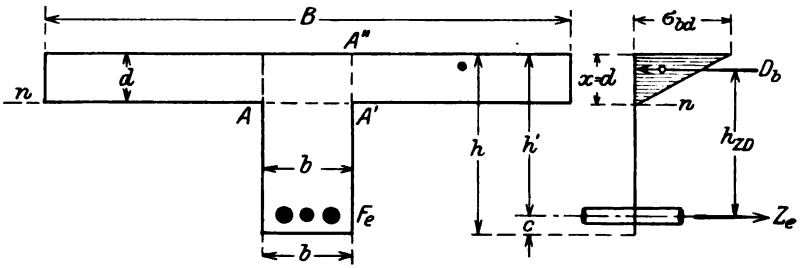


Fig. 141a.

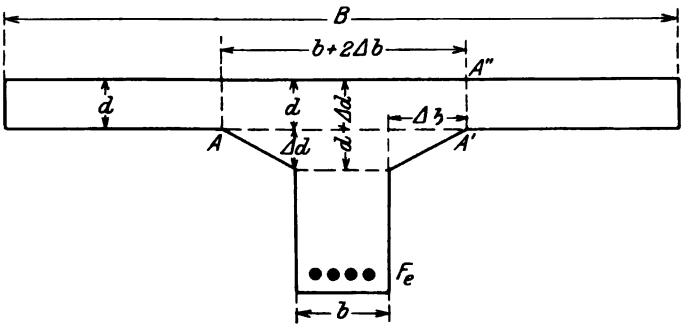


Fig. 141b.

Dieser Fall ist zugleich der ungünstigste, denn er setzt voraus, daß zur Aufnahme der Schubspannungen der Querschnitt AA' (Fig. 141a), die Stegbreite allein zur Aufnahme der gefährlichsten Schubspannungen dient.

Für den allgemeinen Fall gilt:

$$\max \tau = \frac{Q\, S_n'}{b\, J_n}.$$

Wenn keine Druckbewehrung vorhanden ist und die Nullinie in die Platte fällt, so ist:

Digitized by Google

$$S_n' = \frac{B x^2}{2},$$

$$J_n = \frac{M x}{\sigma_{bd}},$$

$$M = \sigma_{bd} \frac{x B}{2} h_{zD},$$

$$J_n = \frac{x^2 B h_{zD}}{2};$$

dann wird nach Einsetzen von J_n und S_n

$$\max \tau = \frac{Q}{b h_{zD}}$$

wie beim rechteckigen Querschnitt.

Für den Grenzfall, daß $x = d$ ist, wird

$$h_{zD} = h' - \frac{d}{3}$$

und

$$\max \tau = \frac{Q}{b\left(h' - \frac{d}{3}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (42)$$

Aus dieser Gleichung geht hervor, daß bei gegebener Höhe des Querschnittes und einem gegebenen zulässigen Wert für τ die Breite des Steges b von der Querkraft Q abhängig wird. Man könnte sonach, wenn man nur den Betonquerschnitt zum Widerstand gegen Schubkräfte heranziehen wollte, b vergrößern, entsprechend den größer werdenden Querkräften. Das geschieht auch manchmal in der Nähe der Auflager durch Verbreiterung des Steges.

Beim Anschluß des Steges an die Platte wird, wenn AA' oder $A'A''$ zur Aufnahme der Schubspannungen nicht genügen, die Verbreiterung des Steges durch Vouten erzielt (siehe Fig. 141 b). Dadurch wird b um $2\,\Delta b$ und d um Δd vergrößert.

Um ein Abschieben der Platte vom Steg nach AA' zu verhindern, untersucht man $\tau = \frac{Q}{b h_{zD}}$.

Ist τ größer als zulässig, so verbreitert man b um $2\,\Delta b$ und erhält dann $\tau_{zul.} = \frac{Q}{h_{zD}(b + 2\,\Delta b)}$.

Bei größeren Schubspannungen dienen die schrägen Eisen und die Bügel zur Verstärkung.

Will man bei einer gegebenen Stegbreite b die mitwirkende Plattenbreite B berechnen unter der Bedingung, daß keine Trennung der Platte

Digitized by Google

vom Steg durch Schubkräfte erfolgen kann, so geschieht dies in folgender Weise: Unter der Voraussetzung, daß die Zugspannungen im Beton nicht mitgerechnet werden, kann man das Moment durch die Gleichung ausdrücken:

$$M = n F_e \left(h' - \frac{x}{3}\right) \sigma_e .$$

Ferner ist auch:

$$\sigma_e = \frac{M (h' - x)}{J_n},$$

wenn man sich einen ideellen homogenen Querschnitt mit dem Trägheitsmoment J_n denkt.

σ_e in M eingesetzt, ergibt:

$M = n F_e \left(h' - \frac{x}{3}\right)(h' - x)\frac{M}{J_n}$; $h' = h - a$. Daraus ergibt sich

$$J_n = n F_e \left(h' - \frac{x}{3}\right)(h' - x) .$$

Setzt man J_n und $S_n = \frac{B d^2}{2}$ in die Gleichung $\tau = \frac{Q S_n}{b J_n}$, so erhält man:

$$\tau = \frac{Q B d^2}{2 b n F_e \left(h' - \frac{x}{3}\right)(h' - x)} .$$

Bei $x = d$ für den ungünstigsten Fall wird:

$$\tau = \frac{Q B d^2}{2 b n F_e (h' - d)\left(h' - \frac{d}{3}\right)} .$$

Soll τ ein zulässiges Maß nicht überschreiten, so erhält man aus dieser Gleichung die Beziehung:

$$\frac{B}{b} \gtrless \frac{2 \tau_{zul.} n F_e (h' - d)\left(h' - \frac{d}{3}\right)}{Q d^2},$$

$$B \gtrless \frac{2 \tau_{zul.} n F_e (h' - d)\left(h' - \frac{d}{3}\right)}{Q d^2} b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (43)$$

Digitized by Google

VIII. Biegung mit axialem Druck.

Wir denken uns allgemein die Bewehrung durch den n-fachen Querschnitt ersetzt und haben dann einen ideellen homogenen Querschnitt mit folgenden Größen:

F = Querschnitt,
S = Statisches Moment für eine Kante,
$S = F \cdot u$,
$u = \frac{S}{F}$, hierdurch ist die Schwerlinie bestimmt.
J_1 = Trägheitsmoment, bezogen auf die Außenkante,
J_s = Trägheitsmoment, bezogen auf die Schwerlinie,
$J_s = J_1 - F \cdot u^2 = J_1 - Su$.

Die Kernradien ergeben sich zu:

$$\left.\begin{aligned} k_1 &= \frac{J_s}{F \cdot v} \\ k_2 &= \frac{J_s}{F \cdot u} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (44)$$

Nehmen wir an, daß die Belastung des Querschnittes eine Normalkraft ist, die nicht in den Schwerpunkt fällt, aber in der Symmetrieebene wirkt, daß wir nur in einer Ebene Momente erhalten, und außerdem mit einer axialen Kraft zu rechnen haben. Um den Abstand von P vom Schwerpunkt $= w_0$ zu erhalten, setzen wir $M = P \cdot w_0$.

Es werden verschiedene Fälle zu unterscheiden sein.

1. Fall: P liegt innerhalb der Strecke $K_1 K_2$ (Fig. 142a).

Es entstehen nur Druckspannungen.

Wir haben dann:

$$\sigma_{bd} = \frac{P \cdot w_2 \cdot u}{J_s} = \frac{P \cdot w_2}{F \cdot k_2}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (45)$$

$$\sigma'_{bd} = \frac{P \cdot w_1 \cdot v}{J_s} = \frac{P \cdot w_1}{F \cdot k_1}. \quad \ldots\ldots\ldots \quad (46)$$

Digitized by Google

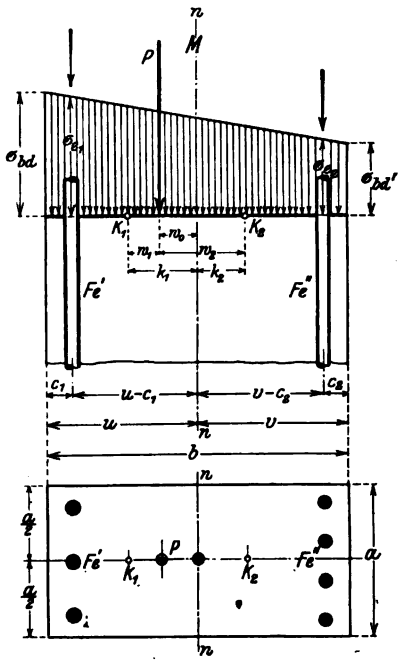


Fig. 142a.

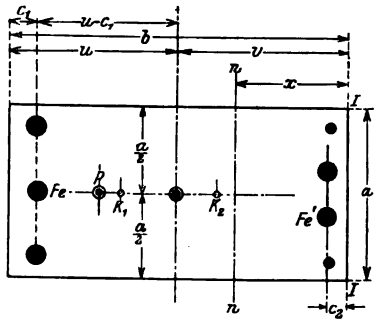
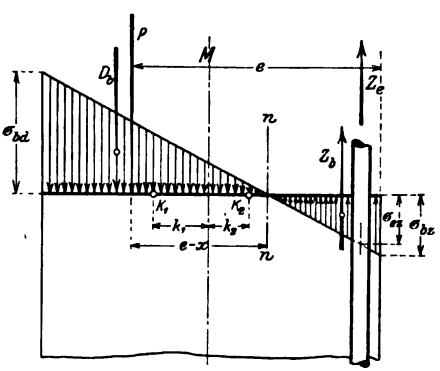


Fig. 142b.

Aus den Randspannungen kann man die Spannungen im Eisen erhalten.

Man braucht aber in diesem Fall die Spannungen nicht nachzurechnen, da $n \cdot \sigma_{bd\,\text{zul.}}$ für Eisen stets zulässige Werte ergibt.



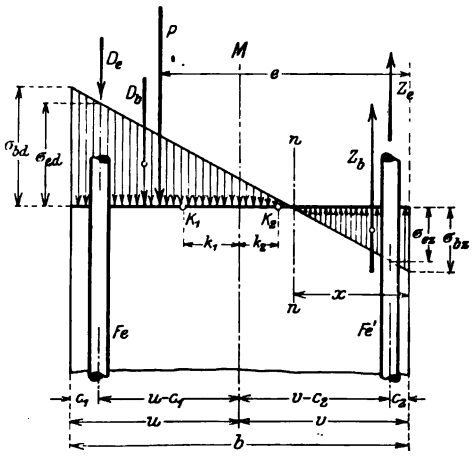


Fig. 142c.

2. Fall: *P* liegt außerhalb des Kerns. (Fig. 142b und c).

Es entstehen auf einer Seite Zugspannungen.

Wir wollen zunächst die Betonzugspannungen mit berücksichtigen (Fig. 142c).

Digitized by Google

In bezug auf die Nullinie ist:

$$\left.\begin{aligned} M = P(e-x) = \sigma_{bd}\frac{a(b-x)^2\cdot\frac{2}{3}}{2} + \sigma_{bz}\frac{ax^2\cdot 2}{2\cdot 3} \\ + \sigma_{ed}F_e(b-x-c_1) + \sigma_{ez}F'_e(x-c_2)\,. \end{aligned}\right\} \quad (47)$$

Der Schwerpunkt des Körpers ist abhängig von der Art der Belastung. Ändert sich x mit der Belastungsart, so ändert sich auch das Verhältnis des Betondruckteils zum Betonzugteil. Da der Betonzugteil aber einen Faktor n' erhält, so ändert sich die Schwerpunktslage mit der Änderung der Belastungsart.

$$F = (b-x)\cdot a + n'\cdot x\cdot a + n(F_e + F'_e) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (48)$$

$$S = \frac{(b-x)^2 a}{2} + n' x a\left(b - \frac{x}{2}\right) + n F_e c_1 + n F'_e(b-c_2) \quad . \quad (49)$$

$$u = \frac{S}{F}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{\sigma_{bz}(b-x)}{n'x}\,; \quad \sigma_{bz} = n'\sigma_{bd}\frac{x}{b-x} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (50)$$

$$\sigma_{ed} = n\sigma_{bd}\frac{(b-x-c_1)}{(b-x)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (51)$$

$$\sigma_{ez} = n\sigma_{bd}\frac{(x-c_2)}{(b-x)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (52)$$

$$\sigma_{bd}\frac{(b-x)}{2}a - \sigma_{bz}\frac{x\cdot a}{2} + \sigma_{ed}F_e - F'_e\sigma_{ez} = P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (53)$$

In Gleichung (47e) eingesetzt erhält man:

$$\left[\sigma_{bd}\frac{(b-x)}{2}a - n'\sigma_{bd}\frac{a\cdot x}{2}\frac{x}{b-x} + F_e\cdot\sigma_{bd}\frac{n(b-x-c_1)}{b-x}\right.$$
$$\left. - F'_e\sigma_{bd}n\frac{(x-c_2)}{b-x}\right](e-x) = \frac{\sigma_{bd}a(b-x)^2}{3} + \frac{n'ax^2}{3}\sigma_{bd}\frac{x}{b-x}$$
$$+ F_e(b-x-c_1)\sigma_{bd}n\frac{(b-x-c_1)}{(b-x)} + F'_e(x-c_2)\sigma_{bd}\frac{n(x-c_2)}{b-x}\,.$$

Aus diesem Ausdruck fällt σ_{bd} heraus. Es bleibt als einzige Unbekannte x.

$$\left.\begin{aligned} \frac{(b-x)^2}{2}(e-x)a - \frac{n'ax^2}{2}(e-x) + nF_e(b-x-c_1)(e-x) \\ - nF'_e(x-c_2)(e-x) = \frac{a(b-x)^3}{3} + \frac{n'ax^3}{3} + nF_e(b-x-c_1)^2 \\ + nF'_e(x-c_2)^2\,. \end{aligned}\right\} \quad (54)$$

Der Ausdruck gibt für x eine Gleichung dritten Grades.

Digitized by Google

Wenn x bekannt ist, kann man F, S, J, die Kernradien und Spannungen errechnen.

Eine genaue Untersuchung in der angegebenen Weise ist ziemlich umständlich. Es erscheint nicht zweckmäßig, sie ausführlich durchzuführen, um so mehr als eine Nachprüfung wegen Mangels nennenswerter Versuche auf diesem Gebiete nicht möglich ist.

Wir wollen zwei besondere Fälle untersuchen:

a) $E_{bd} = E_{bz}$ (also $n' = 1$).

In diesem Fall ist der Schwerpunkt unabhängig von der Art der Belastung.

Die Berechnung ist genau die gleiche, als wenn P innerhalb des Kerns liegt.

Es bleibt zu der dortigen Ableitung nur noch hinzuzufügen die Spannung in den Zugeisen.

Es ist:

$$\sigma_{ez} = n\left(\sigma_{bz} - (\sigma_{bd} + \sigma_{bz})\frac{c_2}{b}\right) = n\,\sigma_{bz}\frac{(x - c_2)}{x} \quad . \; . \; . \; (52a)$$

Ist P eine Zugkraft, so kann die Berechnung auf die gleiche Weise erfolgen.

b) $n' = 0$; d. h. es wird auf die Mitwirkung des Betonzugquerschnitts verzichtet. Ferner sei keine Druckbewehrung vorhanden.

x ist veränderlich, abhängig von der Art der Belastung. e ist gegeben.

Wir haben die Bedingungen:

$$(b - x)\frac{\sigma_{bd}}{2} \cdot a - F_e\,\sigma_e = P \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (55)$$

$$P\,(e - x) = F_e\,\sigma_e\,(x - c_2) + \sigma_{bd} \cdot a\,\frac{(b - x)^2}{3} \quad . \; . \; . \; . \; (56)$$

und

$$\sigma_e = n\,\sigma_{bd}\frac{x - c_2}{b - x} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (57)$$

Wir setzen (55) und (57) in (56) ein und erhalten:

$$\sigma_{bd}\left\{(e - x)\left(\frac{b - x}{2} \cdot a - n\,F_e\frac{x - c_2}{b - x}\right) - F_e\frac{(x - c_2)^2 n}{b - x} - \frac{a(b - x)^2}{3}\right\} = 0,$$

$$\frac{(b - x)^2(e - x)a}{2} - n\,F_e(x - c_2)\frac{e - x}{2} - n\,F_e(x - c_2)^2 - \frac{a(b - x)^3}{3} = 0.$$

Die Gleichung für x ist vom dritten Grade.

Hieraus kann man x errechnen.

Mit Hilfe von Gleichung (55) und (57) findet man dann σ_{bd} und σ_e.

Digitized by Google

Ein einfacher, gangbarer Weg für die Beziehung der Spannungen im Beton und Eisen im Falle von Biegung mit axialem Zug oder Druck wird im folgenden gezeigt:

Es liegt der allgemeine Fall vor:

Die Betonzugspannungen werden mit berücksichtigt unter der Voraussetzung, daß:

$$\frac{E_{bz}}{E_{bd}} = n' = 1$$

gesetzt wird.

Es gelten die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} k_1 &= \frac{J_e}{F \cdot v} \\ k_2 &= \frac{J_e}{F \cdot u} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (58)$$

$$\sigma'_{bd} = \frac{+ P \cdot w_1}{F \cdot k_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (59)$$

(Fig. 142a.)

$$\sigma_{bd} = \frac{+ P \cdot w_2}{F \cdot k_2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (59a)$$

$$J_e = J_1 - S \cdot u\,,$$

$$u = \frac{S}{F}\,.$$

Man geht bei der Berechnung am besten schrittweise vor, berechnet zunächst F und S. Dann berechnet man J_1 und findet J_e, k_1 und k_2 aus den so errechneten Werten. Der volle homogene Querschnitt ist:

$$F = b \cdot a + n(F_e + F'_e)\,.$$

$$S = \frac{a\,b^2}{2} + n[F_e c_1 + F'_e(b - c_2)]\,,$$

$$u = \frac{S}{F} = \frac{\dfrac{a\,b^2}{2} + n\left(F_e c_1 + F'_e(b - c_1)\right)}{a\,b + n\,(F_e + F'_e)}\,,$$

$$J_1 = \frac{a\,b^3}{3} + [F_e \cdot c_1^2 + F'_e(b - c_2)^2]\,n\,.$$

Daraus erhält man:

$$J_e = J_1 - S\,u\,,$$

$$k_1 = \frac{J_e}{F \cdot v} = \frac{J_1 - S\,u}{F \cdot v} = \frac{J_1 - S\,u}{S}\,,$$

$$k_2 = \frac{J_1 - S\,v}{F \cdot u} = \frac{J_1 - S\,v}{S}\,.$$

Digitized by Google

Durch Einsetzen von k in Gleichung (45) und (46) findet man die Spannungen σ_{bd}.

Wenn $F_e = F'_e$ ist, dann ist: $F = b\,a + 2\,nF_e$,

$$u = \frac{b}{2} = v,$$

$$J = \frac{a\,b^3}{12} + 2\,n\,F_e(b-c)^2,$$

$$k_1 = \frac{\frac{a\,b^3}{12} + 2\,n\,F_e(b-c)^2}{(b\,a + 2\,n\,F_e)\,\frac{b}{2}} = k_2 = k,$$

$${}_2\sigma_b = \frac{P \cdot w_1}{F \cdot k},$$

$${}_1\sigma_b = \frac{P \cdot w_2}{F \cdot k} = {}_2\sigma_b\,\frac{w_2}{w_1} = {}_2\sigma_b\,\frac{(2\,k - w_1)}{w_1} = {}_2\sigma_b\,\frac{2\,k}{w_1} - {}_2\sigma_b.$$

Zusammenstellung der Gleichungen.

1. Berechnung der Normalspannungen σ_{bd}, σ_{bz}, σ_{ez} und σ_{ed} bei rechteckigen Querschnitten.

1. Fall. Zug- und Druckeisen mit Berücksichtigung von Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (13) S. 375
σ_{bd} „ „ (11a) S. 375
σ_{bz} „ „ (7) S. 375
σ_{ed} „ „ (5) S. 375
σ_{ez} „ „ (6) S. 375.

2. Fall. Zug- und Druckeisen ohne Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (14) S. 375
σ_{bd} „ „ (11b) S. 371
σ_{ed} „ „ (5) S. 375
σ_{ez} „ „ (6) S. 375.

3. Fall. Ohne Druckeisen mit Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (17) S. 374
σ_{bd} „ „ (11c) S. 371
σ_{bz} „ „ (7) S. 375
σ_{ez} „ „ (6) S. 375.

4. Fall. Ohne Druckeisen und ohne Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (16) S. 375
σ_{bd} „ „ (11d) S. 375,
oder „ (11e) S. 376
σ_{ez} „ „ (6) S. 375,
oder „ (16a) S. 376.

Für $F_e = F'_e$ wird x nach Gleichung (15) S. 374 ermittelt. Das Trägheitsmoment J_n für den allgemeinen Fall wird nach Gleichung (19) auf S. 378 bestimmt.

Berechnung von h und F_e aus den zulässigen Spannungen und dem Moment

$h' = h - a$ nach S. 377
F_e „ S. 377.

Verstärkung des Druckteiles durch Umschnürung:

x nach Gleichung (16) S. 375
σ_{bd} „ „ (11e) S. 376
σ_e „ „ (6) S. 375
D_m, F_i S. 380.

Digitized by Google

2. Normalspannungen im T-Balken.

1. Fall. Die Nullinie fällt in die Platte.

Zug- und Druckeisen mit Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (23) S. 383
σ_{bd} „ „ (21a) S. 379
σ_{bz} „ „ (7) S. 375
σ_{ed} „ „ (5) S. 375
σ_{ez} „ „ (6) S. 375.

Zug- und Druckeisen ohne Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (25) S. 383
σ_{bd} „ „ (21a) S. 379
σ_{ed} „ „ (5) S. 375
σ_{ez} „ „ (6) S. 375.

Ohne Druckeisen mit Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (26) S. 384
σ_{bd} „ „ (21a) S. 379
σ_{bz} „ „ (7) S. 375
σ_e „ „ (6) S. 375.

Ohne Druckeisen und ohne Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (27) S. 384
σ_{bd} „ „ (11d) S. 375 bzw. (11e) S. 376
σ_e „ „ (6) S. 375 bzw. (16a) S. 376.

2. Fall. Die Nullinie liegt in Plattenunterkante:

Wie Fall 1, wenn man $x = d$ setzt.

3. Fall. Die Nullinie fällt in den Steg.

Zug- und Druckeisen mit Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (29) S. 385
σ_{bd}, σ_{bz}, σ_{ed}, σ_{ez} „ „ (21a) S. 379.

Zug- und Druckeisen ohne Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (31) S. 385
σ_{bd}, σ_{ed}, σ_{ez} „ „ (21a) S. 379.

Ohne Druckeisen mit Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (32) S. 385
σ_{bd}, σ_{bz}, σ_{ez} „ „ (21a) S. 379.

Ohne Druckeisen und ohne Betonzugspannungen:

x nach Gleichung (33a) S. 386
σ_{bd}, σ_{ez} „ „ (21a) S. 379.

Vereinfachungen:

Ohne Betonzugspannungen und ohne Berücksichtigung des Betondruckteiles im Steg.

Bei Anwendung von Zug- und Druckeisen:

x nach Gleichung (34) S. 386
σ_{bd}, σ_{ed}, σ_{ez} „ „ (21a) S. 379.

Ohne Druckeisen:

x nach Gleichung (35) S. 387
σ_{bd}, σ_{ez} „ „ (21a) S. 379.

Digitized by Google

IX. Graphisches Verfahren zur Ermittlung der Spannungen in Eisenbetonquerschnitten.

Bei Querschnitten besonderer Art kann man zur Berechnung der Lage der Nullinie und des Trägheitsmomentes manchmal mit Vorteil das graphische Verfahren anwenden. Eine Berücksichtigung des auf Zug beanspruchten Querschnitteils ist hier leicht möglich.

1. Fall: Der Querschnitt sei durch ein Moment in der Symmetrieachse beansprucht. Die Risse seien bis zur Linie r—r vorgedrungen (Fig. 143a).

Es sollen die Betonzugspannungen berücksichtigt werden und außerdem der Unterschied von E_{bz} und E_{bd} zum Ausdruck kommen.

Wir zerlegen den wirksamen Querschnitt in Flächenstreifen, die wir als Kräfte auffassen.

Dadurch, daß wir den Eisenquerschnitt mit $n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ und den Betonzugquerschnitt mit $n' = \frac{E_{bz}}{E_{bd}}$ multiplizieren, wird ein ideeller homogener Querschnitt erhalten.

Zunächst finden wir die Nullinie aus der Bedingung, daß sie durch den Schwerpunkt geht, und also die Momente der Flächen oberhalb und unterhalb gleich sind. Wir zeichnen daher das Seilpolygon a und b zu den Kräfteplänen α und β (Fig. 143a). Der Schnittpunkt gibt an, wieweit die Flächen den einzelnen Kräfteplänen zuzuordnen sind und wo die Nullinie liegt.

In unserem Beispiel, einem der Praxis entnommenen Beispiel, ist gewählt worden $f_e = (1 \varnothing 30 \text{ mm}) = 3{,}142 \text{ cm}^2$, $n = 10$ und $n' = 0{,}75$.

Nachdem wir so die Nullinie gefunden haben, finden wir die Spannungen mit Hilfe des Trägheitsmomentes des gedachten homogenen Querschnitts.

Dieses Trägheitsmoment ergibt sich aus der Zeichnung

$$J_n = 2\,H\ [\text{Fläche } ABC].$$

Es ließe sich nach dem bekannten Mohrschen Verfahren J_n auch zeichnerisch ermitteln.

Wenn J_n und x bekannt sind, so ergibt sich bei einem bestimmten M

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J_n},$$

$$\sigma_e = \frac{n \cdot M(h' - x)}{J_n}.$$

Digitized by Google

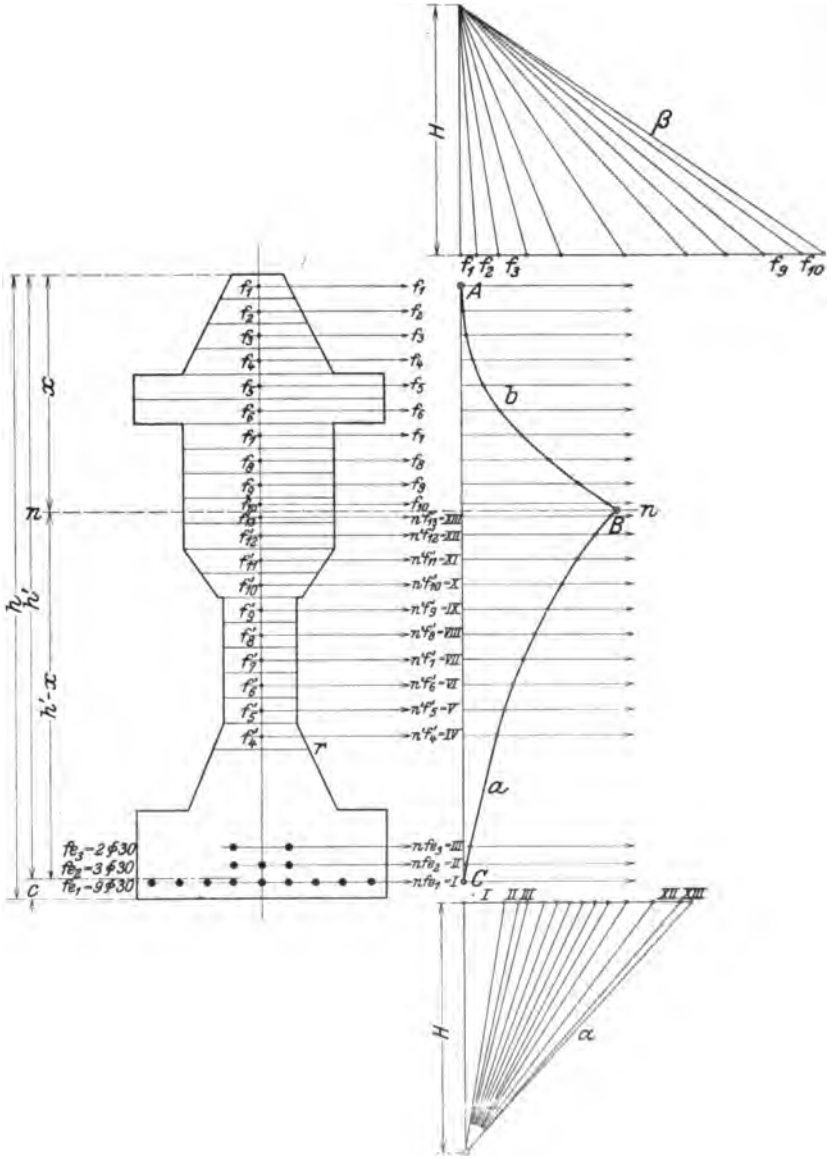


Fig. 143a.

Wenn man h' so rechnet, wie es in der Figur eingezeichnet ist, ergibt sich die Spannung der verschiedenen Eisenlagen verschieden groß. Wenn man σ_e überall gleich annehmen will, muß man h' bis zum Schwerpunkt aller Eiseneinlagen zählen.

Digitized by Google

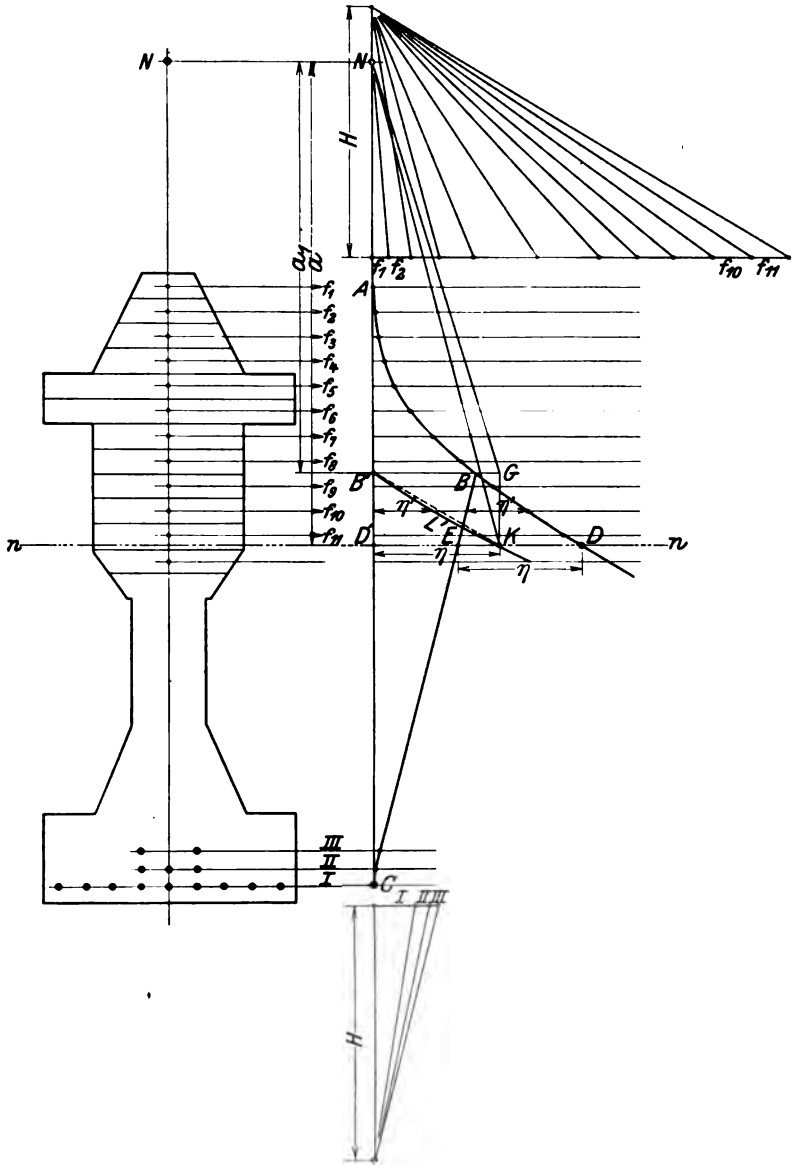


Fig. 143b.

2. Fall: Der Querschnitt ist beansprucht durch eine Normalkraft N, die im Abstand a von der Nullinie in der Symmetrieachse angreift (Fig. 143b).

Wir wollen in diesem Fall die Betonzugspannung vernachlässigen, da es keinen prinzipiellen Unterschied macht, und um auch diesen üb-

Digitized by Google

lichen Fall zu zeigen. Es bestehen für die Nullinie folgende Bedingungen, wenn wir wieder vom homogenen ideellen Querschnitt ausgehen[1]):

$$N = \sum \sigma \cdot dF = \frac{\sigma_{bd}}{\alpha} \sum x' dF = \frac{\sigma_{bd}}{\alpha} S_n .$$

S_n = Statisches Moment des gesamten Querschnitts in bezug auf die Nullinie.

$$Na = \sum \sigma dF x' = \frac{\sigma_{bd}}{\alpha} \sum x'^2 dF = \frac{\sigma_{bd}}{\alpha} J_n .$$

Eingesetzt gibt es

$$Na = \frac{\sigma_{bd}}{\alpha} S_n a; \quad \text{wenn} \quad a = \frac{J_n}{S_n} .$$

Die Nullinie verschiebt sich gegen die bisherige Lage nach unten. Es ist $S_n = H\eta$.

$$J_n = 2H(\text{Fläche } ABDEC) = 2H \cdot F ,$$

$$a = \frac{2H \cdot F}{H \cdot \eta} = \frac{2F}{\eta} ,$$

$$F = \frac{\eta \cdot a}{2} .$$

Es handelt sich also noch darum, die Bedingung zeichnerisch zu erfüllen. Wir tragen von B' aus die Höhen η' ab und bestimmen $B'G = \text{Fläche } \frac{ABC}{a_1} \cdot 2$ dann ist:

$$\text{Dreieck } NGB' = \text{Dreieck } NKB' = \text{Fläche } ABC.$$

Wir finden K, indem wir durch G eine Parallele zu AC bis zur Linie $D'D$ ziehen.

Die Fläche BED = Fläche $B'D'KL'$.

Wir haben also:

$$\frac{a \cdot \eta}{2} = \text{Dreieck } NKD' = \text{Dreieck } NKB' + \text{Fläche } B'D'KL' + \text{Fläche } B'KL' .$$

Wir setzen ein und erhalten:

$$\frac{a \cdot \eta}{2} = \text{Fläche } ABC + \text{Fläche } BED + \text{Fläche } B'KL' .$$

[1]) Das Verfahren stammt von Autenrieth und ist von Mörsch in seinem Buche der „Eisenbetonbau" veröffentlicht.

Digitized by Google

Es erübrigt sich also nur noch eine kleine Verbesserung, da die gefundene Fläche um das Stück $B'KL'$ zu groß ist.

In der Regel wird das ganz unbedeutend sein. Wenn man aber auch diese Verbesserung noch vornehmen will, so gehe man folgendermaßen vor:

Wir bestimmen den Punkt K', der die endgültige Lage der Nullinie angibt dadurch, daß wir das Dreieck $K'NK$ flächengleich machen der Fläche $B'KL$. Wenn wir diese Reduktion noch vornehmen, ist die Bedingung erfüllt.

Digitized by Google

X. Mittel zur Bestimmung der zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen in einem Bauwerk.

Der Zweck jeder Berechnung ist, sich ein Urteil über die Zerstörungsgefahr zu bilden. Der Sicherheitsgrad von Eisenbetonkonstruktionen muß entsprechend den Eigenheiten des Materials anders beurteilt werden als bei homogenem Material. Zu diesem Zweck betrachten wir die an verschiedenen Versuchen beobachteten Brucherscheinungen.

Die Zerstörung von zentrisch beanspruchten Eisenbetonsäulen erfolgt nach Erreichung der Prismenfestigkeit des Betons, vorausgesetzt, daß die Eiseneinlagen alle gestellten Bedingungen erfüllen.

Die Zerstörung von zentrisch beanspruchten umschnürten Säulen tritt durch Erreichung der Streckgrenze der Quereisen ein, wenn die Umschnürungen diejenigen Bedingungen erfüllen, die eine richtige Wirkung gewährleisten.

Bei Eisenbetontragteilen, die auf Biegung beansprucht werden, kann die Zerstörung in dreifacher Weise erfolgen:

1. durch die Erreichung der Biegungsdruckfestigkeit des Betons,
2. durch die Überschreitung der Streckgrenze der Eiseneinlagen,
3. durch Überwindung des Schubwiderstandes.

Diese drei Ursachen können auch gleichzeitig die Zerstörung herbeiführen. Wo dieser Fall eintritt, ist der Beweis erbracht, daß das Material und die Konstruktion bis zur äußersten Grenze ausgenutzt sind.

Die Bestimmung der zulässigen Druckspannungen im Beton bei zentrisch beanspruchten Tragteilen geschieht unter Annahme eines bestimmten Sicherheitskoeffizienten aus Druckversuchen an Betonwürfeln oder -prismen unter der Voraussetzung, daß sie unter denselben Verhältnissen hergestellt werden wie der Bauteil. Hat man die Würfelfestigkeit W bestimmt, so ist die Prismenfestigkeit W' nach den auf Seite 204 besprochenen Versuchen mit $\frac{4}{5}$ W gegeben. Als Sicherheitsgrad wird man eine 5—6fache Sicherheit annehmen. Findet man aus Versuchen $W = 300$ kg/qcm, so ist die Prismenfestigkeit $W' = 240$ kg/qcm. Bei einer 6fachen Sicherheit wird sonach die zulässige Druckspannung im Beton $\sigma_{bdzul.} = 40$ kg/qcm anzunehmen sein. Dieses Beispiel gilt für eine sehr gute Betonmischung.

Digitized by Google

Im allgemeinen sollte die Größe der zulässigen Druckspannung bei zentrisch beanspruchten Beton- oder Eisenbetongliedern nicht durch eine feste Zahl angegeben, sondern von der Güte des verwendeten Betons abhängig gemacht werden. Es genügt, die Größe des Sicherheitskoeffizienten festzulegen.

Weniger einfach ist die Bestimmung der zulässigen Druckspannungen im Beton bei einem auf Biegung beanspruchten Bauteil. Die Heranziehung der Würfel- oder Prismenfestigkeit zu diesem Zweck kann unter Umständen ein ganz falsches Bild von den wirklich auftretenden Spannungen geben.

Es bestehen in verschiedenen Ländern Normen. In Deutschland sind es die von dem deutschen Ausschuß für Eisenbeton herausgegebenen Vorschriften (siehe Anhang II), welche die Größe der Würfel, die Art der Herstellung des Stampfens u. a. festlegen. Auf diese Weise wird der Einfluß der Würfelgröße, des Wasserzusatzes, wie er im ersten Abschnitt besprochen wurde, ausgeschaltet.

Selbst unter genauer Einhaltung der Vorschrift wird die Gleichmäßigkeit der Versuchsergebnisse von den Arbeitern abhängen, die die Probekörper herstellen. Geübte Arbeiter, welche jahraus jahrein immer dieselben Proben herstellen, werden gleichmäßigere Versuchsbedingungen schaffen.

Von einer Gleichmäßigkeit bei Würfelfestigkeitsproben kann kaum die Rede sein, und es hieße die Eigenheiten des Materials verkennen, wenn man eine Gesetzmäßigkeit bei den Würfelfestigkeiten erwartet.

Vom Standpunkt der reinen Materialprüfung mag es wohl von Interesse sein, die günstigsten Bedingungen zu untersuchen, unter welchen annähernd gleichmäßige Festigkeiten zu erwarten sind. Für die Beurteilung der Güte der Materialien werden diese Materialprüfungen sehr wertvoll sein, nicht aber für die Beurteilung der Güte einer bestimmten Betonmischung bei einem Bauwerk, wenn die Probekörper nicht unter denselben Verhältnissen hergestellt werden wie der verwendete Beton.

Man wird sonach im allgemeinen die Würfelproben sehr gut zur Beurteilung der Güte der Mischbestandteile des Betons heranziehen können, aber auch nicht weiter. Zur Beurteilung der Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften vom Beton genügt die Würfelprobe nicht, ja sie gibt unter Umständen ein ganz falsches Bild.

Noch zweifelhafter wird der Wert der Würfelprobe, wenn man die im Bauwerk auftretenden zulässigen Biegungs-Druckspannungen im Beton bestimmen will. Zu diesem Zweck verwendet man mit Vorteil die Balkenprobe an sogenannten Kontrollbalken.

Digitized by Google

Ein Kontrollbalken ist ein Eisenbetonbalken, der bei irgendeiner Belastung an der Stelle der größten Biegungsmomente durch Erreichung der Biegungsdruckfestigkeit des Betons zerstört wird.

Es muß daher die Biegungsdruckfestigkeit erreicht werden, bevor der Schubwiderstand des Balkens erschöpft ist, bevor die Streckgrenze der Eiseneinlagen erreicht wird. Letztere müssen derart verankert sein, daß ein mechanisches Zusammenwirken mit dem Beton bis zum Eintreten des Bruches möglich ist.

Der einfachste Fall eines Kontrollbalkens ist bei einem rechteckigen Querschnitt eine Belastung durch eine Einzellast in der Mitte. An der Laststelle entsteht das größte Biegungsmoment, welches die Zerstörung des Betons herbeiführt, wie dies in Fig. 96 (Nr. 2 und 5) ersichtlich ist. Die Belastung kann unabhängig von Maschinen durchgeführt und die Prüfung kann von der Örtlichkeit unabhängig gemacht werden. Die Probe kann auf dem Bau oder im Laboratorium ausgeführt werden.

Zweckmäßige Querschnittsausbildungen von Kontrollbalken, welche sich bewährt haben, sind in Fig. 144a, b und c dargestellt.

In Fig. 144a ist ein typischer Versuchskörper aus der Versuchsreihe, welche von Bach und Graf im Auftrag des deutschen Ausschusses für Eisenbeton in Stuttgart ausgeführt wurde. Die Versuche sind Laboratoriumsversuche und wurden daher mit der größten Sorgfalt ausgeführt Die Spannweite der Kontrollbalken betrug 2—2,5 m. Als Belastung diente eine Einzellast in der Mitte, für eine andere Reihe von Versuchen wurde eine Belastung von zwei Einzellasten im Abstand von 50 cm symmetrisch zur Mitte gewählt. Der Querschnitt aller Kontrollbalken, die zur Prüfung gelangten, war 15 cm breit, die Höhe war verschieden, sie betrug 8,10 oder 15 cm. Die Mischung des Betons war: 1 Teil Portlandzement, 2 Teile Rheinsand und 3 Teile Rheinkies, der Wasserzusatz betrug 9,2% des Trockengewichts der Materialien.

Aus derselben Betonmischung wurde auch eine Anzahl von 30 cm Würfeln hergestellt.

Diese Versuche zeigten, das die Biegungsdruckfestigkeit des Betons mit Zunahme der Balkenhöhe abnahm. Bei Anordnung von zwei Einzellasten war die Biegungsdruckfestigkeit etwas kleiner als bei Anordnung von nur einer Einzellast. Ein Einfluß der Spannweite konnte nicht festgestellt werden.

Die Versuche zeigten, daß ein Querschnitt von 10×15 cm bei einer Spannweite von 2 m bei entsprechender Anordnung der Eiseneinlagen den Zweck der Kontrollbalken, die Biegungsdruckfestigkeit zu bestimmen, vollkommen erfüllt. Es genügt ferner auch, die Balken mit einer Einzellast in der Mitte zu belasten.

Versuche von Schüle an Kontrollbalken nach Fig. 144b mit verschiedenen Betonmischungen und gleichförmig verteilter Belastung zeigten,

Digitized by Google

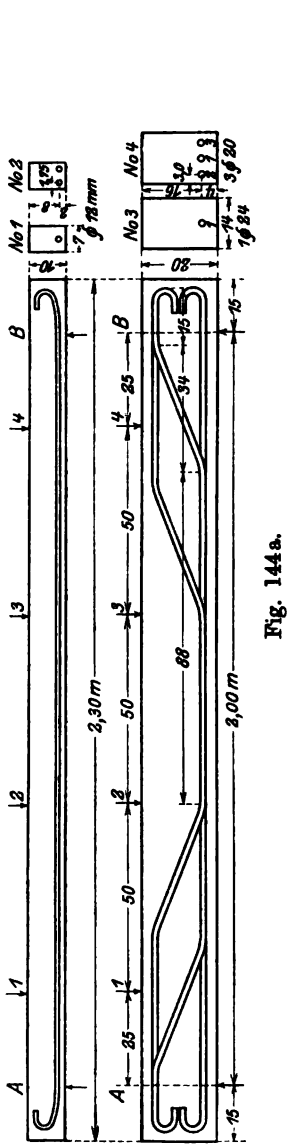


Fig. 144a.

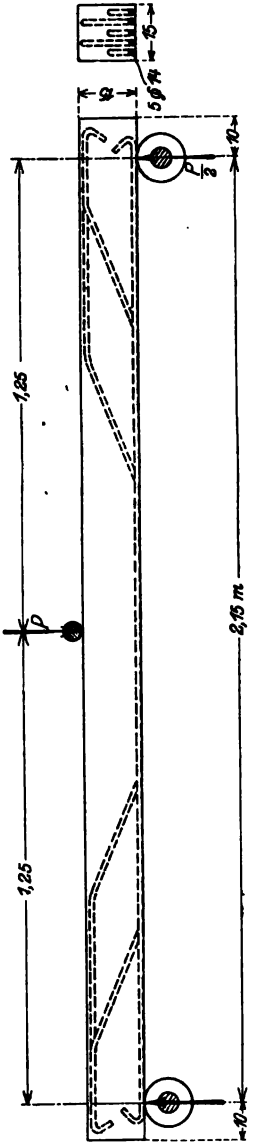


Fig. 144b.

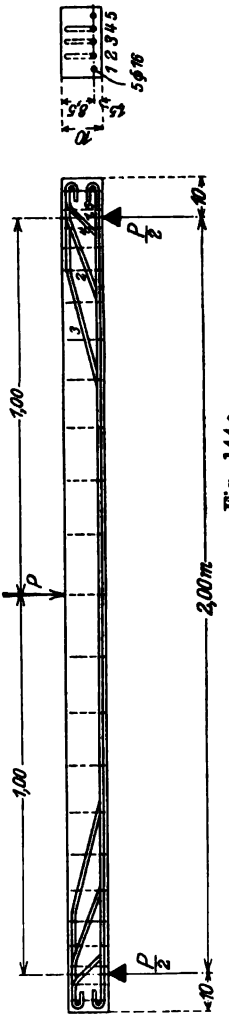


Fig. 144c.

daß bei gleicher Spannweite und Lastverteilung der Kontrollbalken die Biegungsdruckfestigkeit des Betons durch Verdopplung der Querschnittsabmessungen nicht nennenswert beeinflußt wird.

Eine andere Form von Kontrollbalken (Fig. 144c) wurde bei Versuchen des Verfassers verwendet.

Digitized by Google

Damit die Kontrollbalken leicht befördert werden können, wird man die Abmessungen so klein wie möglich wählen. Bei einer Spannweite von 2 m wird ein Querschnitt von 15 × 10 cm genügen, wie verschiedene Versuche gezeigt haben. Die Eiseneinlagen müssen nicht nur gut verankert, sondern auch vom Beton gut eingehüllt sein. Es ist daher nicht gut, die Eiseneinlagen ohne jede Umhüllung zu lassen, weil dadurch das Zusammenwirken von Beton und Eisen nicht genügend gewährleistet ist. Schließlich muß eine genügende Anzahl schräger Eisen an den Enden vorhanden sein, damit ein möglichst großer Schubwiderstand erreicht wird.

Die Biegungsdruckfestigkeit K_b des Betons wird in folgender Weise ermittelt. Für eine Einzellast P ist das größte Biegungsmoment $M = \frac{Pl}{4}$. Die größte Druckspannung im Beton ergibt sich für eine Belastung nahe dem Bruchstadium, wo von einer Mitwirkung der Zugspannungen des Betons nicht mehr gesprochen werden kann, nach der Gleichung

$$\sigma_{bd} = \frac{2M}{bx\left(h' - \frac{x}{3}\right)}.$$

Diese Gleichung gilt auch angenähert für die Berechnung der Biegungsdruckfestigkeit K_b, wenn auch die der Berechnung zugrunde gelegten Annahmen nicht mehr vollständig zutreffen.

Nimmt man z. B. einen Kontrollbalken von 2 m Spannweite und 15·10 cm Querschnitt als Normalprobekörper an, so wird $M = 50\,P$ kgcm. Nimmt man ferner $x = \frac{h'}{2}$ an, so erhält man für die Biegungsdruckfestigkeit

$$K_b = \frac{40P}{b\frac{h'^2}{6}}.$$

Unter Einsetzen der Werte für $b = 15$ cm $h' = 9$ cm ergibt sich für die Bestimmung von K_d

$$K_b \cong \frac{P}{5}.$$

Auf diesem Wege ist man in der Lage, mit ziemlicher Annäherung die Biegungsdruckfestigkeit des Betons K_b zu bestimmen.

Über das Verhältnis der Biegungsdruckfestigkeit K_b zur Würfeldruckfestigkeit W geben eine Anzahl von Versuchen Aufklärung.

Die von Bach und Graf ausgeführten Versuche ergeben bei einem Wasserzusatz, der einen plastischen Beton erzeugt, bei einer Mischung 1 : 3 : 4 den Wert $\frac{K_b}{W} = 1{,}82$ bei feuchter, und 1,86 bei trockener

Digitized by Google

Lagerung. Für eine Mischung 1 : 1,5 : 2 bei feuchter Lagerung 1,57 und bei trockener Lagerung 1,72.

Je nach dem Wasserzusatz ändern sich auch diese Zahlen, wobei zu bemerken ist, daß die Biegungsdruckfestigkeit K_b nach der abgeleiteten Gleichung mit $n = 15$ berechnet wurde.

Die Versuche Schüles zeigten für das Verhältnis $\frac{K_b}{W}$ die Werte 1,19—1,31. Selbstverständlich ändern sich diese Zahlen, wenn man für $n = 10$ setzt, oder $n = 20$, wie es dem Bruchstadium mehr entspricht.

Saliger ermittelte bei seinen Versuchen das Verhältnis $\frac{K_b}{W}$ mit 1,23—1,29 für Kontrollbalken von 2 m Spannweite.

Aus den angeführten Werten geht hervor, daß die Biegungsdruckfestigkeit größer ist als die Würfelfestigkeit. Das Verhältnis von $\frac{K_b}{W}$ ist jedoch veränderlich, je nach der Güte der Betonmischung. Es ist abhängig von dem Wasserzusatz, von der Lagerung, ob die Balken trocken oder feucht gelagert werden. Kennt man nur die Ergebnisse von Würfelproben, so wird man als Durchschnittswert setzen können:

$$K_b = 1{,}25\, W.$$

Das Verhältnis kann aber, wie die Stuttgarter Versuche zeigen, den Wert $K_b = 2{,}0\, W$ erreichen.

Will man die zulässige Druckspannung im Beton in einem auf Biegung beanspruchten Bauteil bestimmen, so ermittelt man zuerst die Biegungsdruckfestigkeit K_b mit Hilfe von Kontrollbalkenversuchen oder auch mit Hilfe von Würfelproben, wie vorher gezeigt wurde. Die zu den Versuchen verwendete Betonmischung soll unter denselben Verhältnissen wie im Bauwerk hergestellt werden oder zweckmäßiger der an der Baustelle vorhandenen Betonmischung entnommen werden.

Auch hier empfiehlt es sich, für die Größe der zulässigen Spannungen keine feste Zahl anzugeben, sondern sie von der Güte der verwendeten Betonmischung abhängig zu machen. Ferner wird man einen Unterschied in der Bemessung der zulässigen Biegungsdruckspannungen im Beton machen müssen, je nach der Wirkung im Querschnitt.

Bei einer gewöhnlichen Platte wird man die zulässige Druckspannung im Beton vollkommen ausnutzen können, besonders wenn die Platte nicht zu dünn ist. Bei der Berechnung von T-förmigen Querschnitten ist eine Ausnutzung der zulässigen Spannungen aus vorher schon erwähnten Gründen nicht möglich. Für Querschnitte über Stützen bei durchlaufenden Trägern, an Stelle der negativen Momente ist eine Vergrößerung der zulässigen Druckspannung im Beton möglich, weil dort

Digitized by Google

der Druck von allen Seiten gegen den Kern des Querschnitts erfolgt, wie bei Besprechung der Nebenspannungen bereits gezeigt wurde.

Schüle schlägt für derartige Querschnitte die Größe der zulässigen Druckspannung nach folgender Formel vor:

$$\sigma_{bd} = \sigma_{zul.} + 0{,}1\ (1000 - \sigma_e)\,.$$

Die Voraussetzung für die erhöhte Druckspannung an Stelle der negativen Momente ist eine Verringerung der Spannung im Eisen. Nimmt man die Spannung im Eisen $\sigma_e = 1000$—600 kg/qcm an, so könnte nach dieser Formel eine zulässige Druckspannung im Beton von 40 kg/qcm bis zu 80 kg/qcm erhöht werden. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei durchlaufenden 4seitigen Platten in den Querschnitten über den Stützen, wie noch im dritten Abschnitt gezeigt werden wird.

Die Bestimmung der zulässigen Zugspannungen im Beton für reine Zugglieder, die sehr selten in Frage kommt, kann aus den Ergebnissen direkter Zugversuche erfolgen. Wenn es sich aber um die zulässigen Biegungszugspannungen handelt, so kann man diese nur mit Hilfe von Biegeversuchen bestimmen.

Bei Besprechung der Dehnungsfähigkeit vom Beton und Eisenbeton ist eingehend dargelegt worden, daß man in der Lage ist, die Rißsicherheit von Eisenbetonkonstruktionen durch eine gute Verteilung der Eiseneinlagen zu erhöhen.

In der Zusammenstellung von Bach und Graf (Spannung σ_{bz} in der Zugzone von Eisenbetonbalken unmittelbar vor der Rißbildung, Heft 24 der Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton) wird gezeigt, daß die nach der Gleichung:

$$K_z' = \frac{M(h-x)}{\frac{b}{3}[x^3 + (h-x)^3] + nF_e(h'-x)^2}$$

berechneten größten Zugspannungen des Betons für dieselbe Betonmischung und für dieselben Abmessungen der Probebalken bis zu 45,6 kg/qcm beträgt, wenn die Eiseneinlagen gut über die Zugzone verteilt sind und die Einbettungstiefe der äußersten Eisen nicht zu groß ist. Bei einer Entfernung der äußersten Eisen vom Rande von 0,7 cm wurde $K_z' = 45{,}6$ kg/qcm, bei einer Einbettungstiefe von 3 cm sank K_z' auf 32 kg/qcm. Bei noch größerer Einbettungstiefe näherte sich K_z' der Biegungszugfestigkeit des nicht bewehrten Balkens, wie sie aus der Gleichung

$$\sigma_{bz}' = \frac{M}{\frac{bh^2}{6}}$$

berechnet wird.

Digitized by Google

Wir sehen sonach eine Bestätigung dessen, was bereits früher nachgewiesen wurde, daß die rechnungsgemäße Biegungszugfestigkeit des Betons vor dem Eintreten der Risse bei guter Verteilung der Eiseneinlagen erheblich größer werden kann als die Biegungszugfestigkeit von nicht bewehrtem Beton. Das sagt mit anderen Worten, daß durch eine gute Verteilung der Eiseneinlagen die Rißsicherheit von Eisenbetonkonstruktionen erhöht wird. Man könnte zur Bestimmung der Biegungszugfestigkeit auch Kontrollbalken verwenden, doch müßten diese einen anderen Querschnitt aufweisen als vorher. Zweckmäßig ist ein Querschnitt, dessen Höhe etwa zweimal so groß ist wie die Breite.

Bestimmt man die Biegungszugfestigkeit σ'_{bz} aus Versuchen an unbewehrten Betonbalken, so findet man, daß diese kleiner ist als die Biegungszugfestigkeit K'_z, die aus Versuchen mit Eisenbetonbalken beim Auftreten des ersten Risses bestimmt wird.

Der Sicherheitskoeffizient für die zulässigen Zugspannungen im Beton kann kleiner gewählt werden als für die Druckspannungen, da die Berechnung der Zugspannungen für die Tragfähigkeit der Konstruktion nicht in Frage kommt. Will man Zugrisse im Beton vermeiden, so wird unter Zugrundelegung von K'_z eine 1,5—2fache Sicherheit vollkommen genügen. Dabei wird nicht berücksichtigt, daß durch eine richtige Anordnung der Eiseneinlagen die Sicherheit größer wird. Ergibt sich sonach aus Balkenversuchen mit nicht bewehrtem Beton eine Biegungszugfestigkeit:

$$K'_z = 20 \text{ kg/qcm},$$

so wird man, um rißsichere Konstruktionen zu erhalten, $\sigma_{bz\,\text{zul.}} = 15 - 10$ kg/qcm rechnen können.

Eine Erhöhung der zulässigen Biegungszugspannungen ist möglich bei Eisenbetonkonstruktionen unter Wasser, oder wenn sie sehr naß gehalten sind. Ferner ist eine Erhöhung von $\sigma_{bz\,\text{zul.}}$ berechtigt, wenn die Eiseneinlagen in der Zugzone auf irgendeine Art eine Vorspannung erhalten. Versuche haben gezeigt (siehe S. 152), daß in diesem Falle die Rißbelastung bis zu 50% erhöht wird. σ_{bz} kann dann mit 20—25 kg/qcm der Berechnung zugrunde gelegt werden.

Die Frage, wie weit es wirtschaftlich möglich ist, rißsichere Eisenbetonkonstruktionen auszubilden, ist durch verschiedene Versuche geklärt worden.

Bei rechteckigen Querschnitten ist es möglich, die zulässigen Druckspannungen im Beton und die zulässigen Zugspannungen in den Eiseneinlagen zu erreichen, bevor Risse eintreten, dies um so besser, je kleiner der Eisengehalt ist. Die Berechnung von K'_z nach der obenstehenden Gleichung hat bei den Bachschen Versuchen an rechteckigen Querschnitten und einer guten Verteilung der Eiseneinlagen bei einem Eisengehalt $\varphi = 0{,}52\% : K'_z = 34{,}6$ kg/qcm ergeben,

Digitized by Google

während $\sigma_e = 1509$ kg/qcm war bei $n = 10$. In einem anderen Falle war $\varphi = 1{,}35\,\%$, $K_z' = 52{,}4$ kg/qcm und $\sigma_e = 1138$ kg/qcm. Man ersieht aus diesen zwei Beispielen, daß es möglich ist, bei einer guten Verteilung der Eiseneinlagen die rechnungsmäßigen Werte für σ_{bz} zu erhöhen, daß die berechneten σ_e gleichzeitig vor dem Auftreten der Zugrisse um so kleiner werden, je größer der Armierungsgehalt φ wird. Immerhin wird es möglich sein, rechteckige Querschnitte rißfrei und gleichzeitig wirtschaftlich auszubilden.

Bei T-förmigen Querschnitten wird dies nicht möglich sein. Dies geht schon aus der bloßen Überlegung hervor, daß der Zugquerschnitt des Betons im Vergleich zum Druckquerschnitt unverhältnismäßig klein ist. Es werden sonach schon bei sehr kleinen Druckspannungen Zugrisse auftreten müssen. Die Zugspannungen in den Eiseneinlagen werden von dem Bewehrungsgehalt abhängen, der bei einer wirtschaftlichen Ausgestaltung der T-Querschnitte ein Entstehen von Zugrissen nicht verhindern kann.

Die auf S. 173 u. ff. beschriebenen Versuche haben gezeigt, daß diese ersten entstehenden Risse keine Gefahr für den Bestand von Eisenbetonkonstruktionen bilden, solange in den Eiseneinlagen keine bleibenden Formänderungen eintreten. Deshalb begnügt man sich in der Regel, die in Eisenbetonquerschnitten auftretenden Spannungen unter Vernachlässigung der Zugzone des Betons zu berechnen, wodurch gleichzeitig eine erhöhte Sicherheit für die Tragfähigkeit erzielt wird. Die Tragsicherheit wird durch die Rißsicherheit nicht beeinflußt.

Die Bestimmung der zulässigen Schubspannungen τ wird ebensowenig aus direkten Schub- oder Scherversuchen abzuleiten sein, wie dies bei den Zugspannungen der Fall war.

Die direkten Schubversuche und Verdrehungsversuche haben uns gezeigt, daß die Schubfestigkeit größer ist als die Zugfestigkeit des Betons. Will man die bei Eisenbetonträgern zulässigen Schubspannungen kennen lernen, so kann dies auch nur mit Hilfe von Biegeversuchen geschehen. Dabei hat man zu unterscheiden zwischen scheinbaren Schubspannungen τ_0 und wirklichen Schubspannungen τ. Beide rechnet man nach der Gleichung:

$$\tau = \frac{Q}{b h_{zD}}.$$

τ_0 stellt die bei Eisenbetonträgern im Bruchstadium errechneten Schubspannungen dar, wenn die zulässigen wirklichen Schubspannungen τ schon lange überschritten sind, wie dies bei den Versuchen an den bereits aufgetretenen schrägen Rissen kenntlich ist. Je besser die Verteilung der schrägen Eiseneinlagen und Bügel ist, desto höher kann τ_0 werden,

Digitized by Google

ohne daß eine Zerstörung eintritt. So wurde bei den Bach - Grafschen Versuchen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton τ_0 bis über 40 kg/qcm vor dem Bruche berechnet, wenn die Verteilung der aufgebogenen Eisen an den Stellen der großen Querkräfte genügend war, während bei fehlenden abgebogenen Eiseneinlagen und Bügeln nur bei Verankerung der Eisen τ_0 etwa 20 kg/qcm berechnet wurde. In diesem Falle war $\tau_0 = \tau$, und der Bruch trat mit der ersten schrägen Rißbildung ein.

Saliger ist es bei seinen Versuchen gelungen, bei einer sehr guten Verteilung der schrägen Eisen und einer guten Verankerung für τ_0 Werte bis zu 86 kg/qcm zu errechnen.

Diese scheinbaren Schubspannungen τ_0 geben nur einen Ausdruck für die Güte des Schubwiderstandes.

Die wirklichen Schubspannungen τ, welche mit der Größe der Hauptzugfestigkeiten bei Betonquerschnitten identisch sind, sind diejenigen, welche bei fehlenden Schrägeisen zum Bruch führen oder bei genügender Schubbewehrung die ersten schrägen Risse herbeiführen. Diese sind der Bemessung der zulässigen Schubspannungen des Betons zugrunde zu legen. Sie wurden aus verschiedenen Versuchen mit $\tau = 12$—20 kg/qcm ermittelt, je nach der Güte der Betonmischung und dem Wasserzusatz.

Für eine Mischung 1 : 5 bis 1 : 4 dürfte daher bei einer 4fachen Sicherheit eine zulässige Schubspannung $\tau_{zul.}$ 4—5 kg/qcm als guter Durchschnittswert anzusehen sein, wobei zu beachten ist, daß dieser Wert bei einer sehr guten Betonmischung eine kleine Erhöhung erfahren kann.

Rißsichere Konstruktionen werden sich hier leichter erzielen lassen, als bei den Zugrissen, da die ersten schiefen Risse bei verhältnismäßig höheren Belastungen auftreten, bei welchen die zulässigen Normalspannungen im Beton und im Eisen gewöhnlich schon überschritten sind.

Man wird daher eine von schiefen Rissen freie Konstruktion erhalten können, wenn man die als scheinbare Schubspannungen bezeichneten Werte τ_0 zwischen 15 und 20 kg/qcm wählt.

Berechnet man bei einem bestimmten Querschnitt τ_0 größer als 15—20 kg/qcm, so sagt dies, daß der Sicherheitsgrad gegen das Eintreten schiefer Risse kleiner ist als 4, wenn $\tau_{zul.} = 4$ ist. In diesem Falle kann man den Betonquerschnitt vergrößern, wenn man den Sicherheitsgrad nicht verkleinern will.

Im Gegensatz zu den zulässigen Spannungen im Beton kann man für die in den Eiseneinlagen zulässigen Spannungen feste Zahlen annehmen. Die Bemessung erfolgt auf Grund der Streckgrenze. Obgleich

Digitized by Google

diese veränderlich ist, wenn auch nicht in dem Maße, wie die Festigkeit von Betonmischungen, so wird man doch für Flußeisen und Stahl gute Durchschnittswerte annehmen können: Für Flußeisen etwa 2400 kg/qcm und für Stahl etwa 2800 kg/qcm. Dementsprechend wird bei einer 2fachen Sicherheit für Flußeisen $\sigma_{e\,zul.} = 1200$ kg/qcm und für Stahl $\sigma_{e\,zul.} = 1400$ kg/qcm; letzteres unter bestimmten Voraussetzungen, die schon vorher besprochen wurden. Ein Beispiel für eine höhere zulässige Spannung im Eisen ist bei den Dachbindern des Leipziger Hauptbahnhofes bekannt. Dort wurde $\sigma_{e\,zul.} = 1300$ kg/qcm gerechnet für Eisen mit einer Bruchdehnung von 15—16%, einer Streckgrenze von 3200 kg/qcm bei einer Zugfestigkeit von 6000 kg/qcm.

Digitized by Google

XI. Beispiele.

Im Nachfolgenden soll an einer Anzahl von Beispielen gezeigt werden, in welcher Weise die in dem vorigen Kapitel abgeleiteten Grundgleichungen angewendet werden. Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß wirtschaftliche Dimensionsverfahren im 2. Bande gezeigt werden sollen.

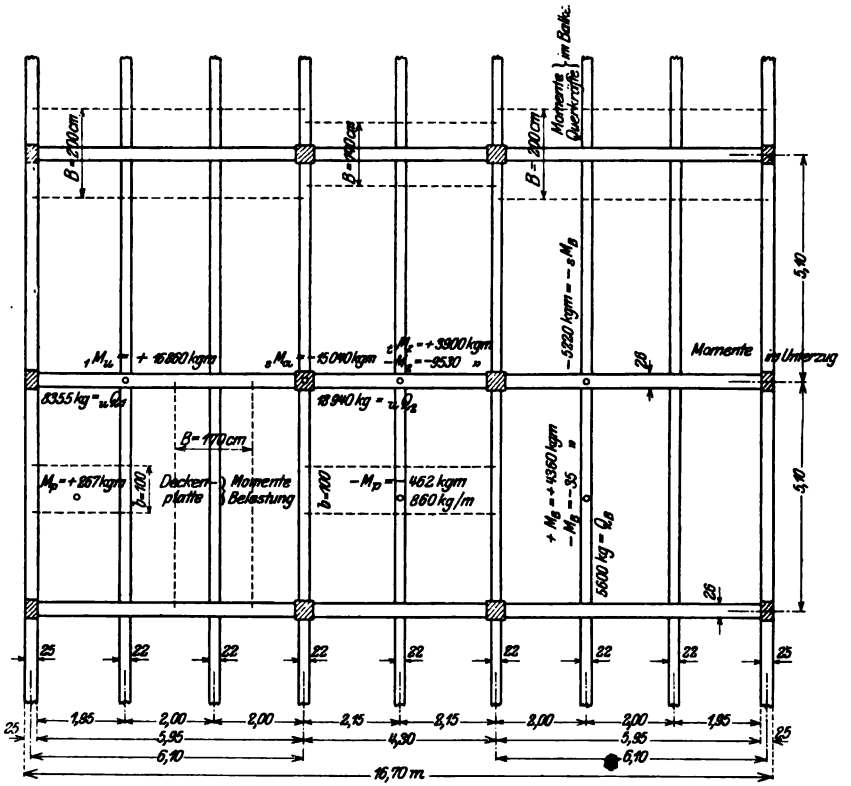


Fig. 145.

Fig. 145 zeigt einen Teil des Grundrisses einer typischen Eisenbetonkonstruktion, die für eine Nutzlast von 500 kg/qm entworfen und ausgeführt wurde. Die Grundrißlösung war durch besondere Verhältnisse gegeben. Zu beachten ist, daß die Hauptträger überall auf Eisenbetonstützen auflagern.

Digitized by Google

Die Berechnung der Momente und Querkräfte ergab diejenigen Zahlenwerte, die in Fig. 145 an den Stellen der zu berechnenden Querschnitte eingetragen sind.

Allgemein wurde bei der Berechnung angenommen, daß vor dem Auftreten der Risse $n = 7$ und bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnittes $n = 10$ gesetzt wird. Ferner ist für die Berechnung derjenige Fall, wo rißfreie Konstruktionen vorausgesetzt werden, $n' = 0{,}5$ in der Nähe der Rißbelastung und $n' = 1{,}2$ für eine Belastung angenommen worden, welcher geringe Zugspannungen im Beton entsprechen.

1. Beispiel.

Bei einem größten Biegungsmoment von $M_p = +26700$ kgcm sind die im Beton und Eisen auftretenden Spannungen zu berechnen. Die Breite des rechteckigen Querschnittes wird $b = 100$ cm angenommen. Gewählt wurde die Deckenstärke $h = 9$ cm, $a = 1{,}5$ cm (siehe Fig. 145a).

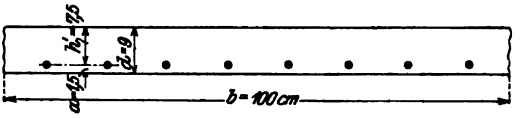


Fig. 145a.

Ferner ist nach Gleichung (16b):

$$F_e = \frac{6\,M}{5\,h'\,\sigma_e} = \frac{6 \cdot 26\,700}{5 \cdot 7{,}5 \cdot 1000} = 4{,}25 \text{ qcm}$$

dafür $8 \varnothing 8$ mit 4,02 qcm gewählt worden.

a) Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Nach Gleichung (17) ist:

$$x = \frac{n F_e + n' b h}{b(n'-1)}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{[2\,n F_e b\,(h-a) + n' b^2 h^2]\,(n'-1)}{(n F_e + n' b h)^2}}\right).$$

Für $n' = 0{,}5$ wird

$$x = -\frac{7 \cdot 4{,}02 + 0{,}5 \cdot 100 \cdot 9}{100 \cdot 0{,}5}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{[2 \cdot 7 \cdot 4{,}02 \cdot 100 \cdot 7{,}5 + 0{,}5 \cdot 100^2 \cdot 9^2] \cdot 0{,}5}{(7 \cdot 4{,}02 + 0{,}5 \cdot 100 \cdot 9)^2}}\right),$$

$x = 3{,}9$ cm.

Nach Gleichung (11e) ist:

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{\frac{b\,x^2}{3} + \frac{n'(h-x)^3\,b}{3\,x} + \frac{n F_e (h-a-x)^2}{x}} =$$

$$= \frac{26\,700}{\frac{100 \cdot 3{,}9^2}{3} + \frac{0{,}5 \cdot 5{,}12^3 \cdot 100}{3 \cdot 3{,}9} + \frac{7 \cdot 4{,}02 \cdot (7{,}5 - 3{,}9)^2}{3{,}9}},$$

$\sigma_{bd} = 22{,}7$ kg/qcm.

Digitized by Google

Nach Gleichung (6) wird:

$$\sigma_e = n\,\sigma_{bd}\frac{h-a-x}{x} = 7 \cdot 22{,}7 \cdot \frac{3{,}62}{3{,}88} = 148\ \text{kg/qcm}.$$

Nach Gleichung (7a) ist:

$$\sigma_{bz} = n'\sigma_{bd}\frac{h-x}{x} = 0{,}5 \cdot 22{,}7 \cdot \frac{9-3{,}9}{3{,}9} = 15\ \text{kg/qcm}.$$

Für $n' = 1{,}2$ ergibt sich:

$$x = \frac{28{,}14 + 1{,}2 \cdot 900}{100 \cdot 0{,}2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{[42\,200 + 1{,}2 \cdot 900^2] \cdot 0{,}2}{(28{,}14 + 1{,}2 \cdot 900)^2}}\right) = 4{,}99\,\text{cm}.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{26\,700}{\frac{100 \cdot 4{,}99^2}{3} + \frac{1{,}2 \cdot 4{,}01^3 \cdot 100}{3 \cdot 4{,}99} + \frac{28{,}14 \cdot 2{,}5^2}{4{,}99}} = 19{,}3\ \text{kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 7 \cdot 19{,}3\,\frac{2{,}51}{4{,}99} = 68\ \text{kg/qcm},$$

$$\sigma_{bz} = 1{,}2 \cdot 19{,}3\,\frac{4{,}01}{4{,}99} = 18{,}7\ \text{kg/qcm}.$$

Man ersieht aus der Berechnung, daß für $n' = 1{,}2$ eine genügende Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen vorhanden ist. Nimmt man für eine Mischung 1 : 5 eine Biegungszugfestigkeit von 30 kg/qcm an, so hat man eine mehr als $1^1/_2$fache Sicherheit. Die Druckspannungen im Beton und die Spannungen im Eisen sind, wie in diesem Falle zu erwarten war, gering.

b) Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen $n' = 0$ und $n = 10$.

Nach Gleichung (16):

$$x = \frac{n F_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2\,b\,(h-a)}{n F_e}}\right) = 2{,}08\ \text{cm}.$$

Nach Gleichung (16a):

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{26\,700}{4{,}02\left(7{,}5 - \frac{2{,}08}{3}\right)} = 975\ \text{kg/qcm}.$$

Nach Gleichung (11e):

$$\sigma_{bd} = \frac{2\,M}{b\,x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \cdot 26\,700}{100 \cdot 2{,}08\left(7{,}5 - \frac{2{,}08}{3}\right)} = 37{,}7\ \text{kg/qcm}.$$

Digitized by Google

Vergleicht man die Berechnung mit der unter *a* ausgeführten, so findet man, daß σ_{bd} und σ_e viel höher sind, wenn sie auch nicht bis zu den zulässigen Spannungen ausgenützt sind.

Wir sehen ferner, daß bei der Berechnung von σ_{bd} und σ_e ohne Berücksichtigung der Zugspannungen bis zu einem Eisenprozentsatz von 1,8% wie in diesem Beispiele auch eine genügende Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen vorhanden ist.

Für Deckenplatten genügt daher die letzte durchgeführte Berechnungsweise um so mehr, als sie für σ_e und σ_{bd} eine erhöhte Sicherheit ergibt.

Berechnet man die Schubspannungen, so erhält man:

$$\tau_{max} = \frac{Q}{b\, h_{ZD}} = \frac{860}{100\left(7{,}5 - \frac{2{,}08}{3}\right)} = 1{,}25 \text{ kg/qcm.}$$

Die Berechnung von τ bei Deckenplatten kann in der Regel entfallen, da es sehr klein bleibt.

2. Beispiel.

Für ein Feldmoment $+M_1 = 1\,686\,000$ kgcm sollen bei nebenstehendem Querschnitt (Fig. 145b) die auftretenden Spannungen berechnet werden.

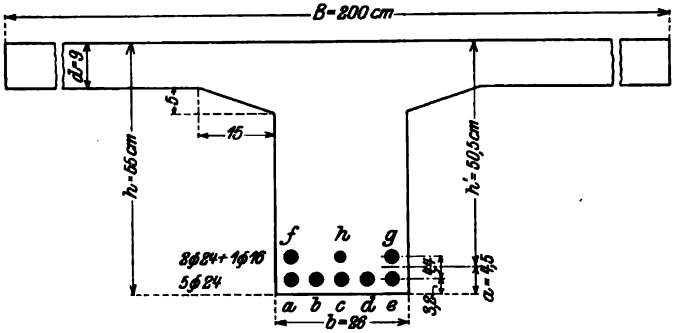


Fig. 145b.

Zur Bestimmung des Eisenquerschnittes rechnet man nach Gleichung:

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e\left(h - a - \frac{d}{2}\right)} = \frac{1\,686\,000}{1100\,(50{,}5 - 4{,}5)} = 33{,}5 \text{ qcm.}$$

Gewählt $7 \varnothing 24$ mit $F_e = 31{,}67$ qcm
und $1 \varnothing 14$ mit $F_e = 1{,}54$ qcm
$33{,}21$ qcm.

Digitized by Google

Die Achse der Eiseneinlagen liegt in der Schwerlinie des Eisenquerschnittes

$$a = \frac{22{,}62 \cdot 3{,}2 + 10{,}59 \cdot 7{,}6}{33{,}21} = 4{,}5 \text{ cm}.$$

Die Plattenbreite $B = 200$ cm $\leqq \frac{l}{3}$ ($^1/_3$ der Spannweite).

Ferner muß:

$$B = \frac{2\,\tau_{zul.}\, n\, F_e\,(h' - d)\left(h' - \frac{d}{3}\right)}{Q\, d^2}\, b \quad \text{[Gleichung (43)]}.$$

Nimmt man $\tau_{zul.} = 4$ kg/qcm an, so wird, wenn $Q = 8355$ kg ist:

$$B = \frac{2 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 33{,}21 \cdot 41{,}5 \cdot 47{,}5}{8335 \cdot 9^2} \cdot 26 = 200 \text{ cm}.$$

Für $\tau = 5$ kg/qcm bei einer besseren Betonmischung könnte $B = 250$ cm gewählt werden.

a) Ohne Berücksichtigung der Betonzugbeanspruchung ist nach Gleichung (35):

$$x = \frac{\frac{Bd^2}{2} + nF_e(h - a)}{Bd + nF_e} = \frac{\frac{200 \cdot 9^2}{2} + 10 \cdot 33{,}21 \cdot 50{,}5}{200 \cdot 9 + 10 \cdot 33{,}21} = 11{,}7 \text{ cm},$$

$$J_n = \frac{200 \cdot 11{,}7^3}{3} - \frac{(200 - 26)(11{,}7 - 9)^3}{3} + 10 \cdot 33{,}21\,(50{,}5 - 11{,}7)^2$$

$$J_n = 607\,900 \text{ cm}^4.$$

Da die Nullinie in den Steg fällt, rechnet man nach Gleichung (21a):

$$\sigma_{bd} = \frac{1\,686\,000 \cdot 11{,}7}{607\,900} = 32{,}5 \text{ kg/qcm}.$$

Nach Gleichung (21a) wird:

$$\sigma_e = \frac{10 \cdot 1\,686\,000\,(50{,}5 - 11{,}7)}{607\,900} = 1075 \text{ kg/qcm}.$$

Digitized by Google

b) Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Nach Gleichung (32) ist für $n' = 0{,}5$ und $n = 7$:

$$x = \frac{Bd - bd + n'bh + nF_e}{b(n'-1)}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{[Bd^2 - bd^2 + n'bh^2 + 2nF_e(h-a)](n'-1)b}{(nF_e + Bd - bd + n'bh)^2}}\right)$$

$$= \frac{200 \cdot 9 - 26 \cdot 9 + 0{,}5 \cdot 26 \cdot 55 + 7 \cdot 33{,}21}{26\,(0{,}5-1)}$$

$$\left(1 - \sqrt{1 - \frac{(200 \cdot 9^2 - 26 \cdot 9^2 + 0{,}5 \cdot 26 \cdot 55^2 + 2 \cdot 7 \cdot 33{,}21 \cdot 50{,}5)\,(0{,}5-1)\,26}{(7 \cdot 33{,}21 + 200 \cdot 9 - 26 \cdot 9 + 0{,}5 \cdot 26 \cdot 55)^2}}\right)$$

$$= -\frac{1800 - 234 + 715 + 232{,}47}{13}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{[16200 - 2106 + 39300 + 23500]\,13}{(232{,}47 + 1800 - 234 + 715)^2}}\right)$$

$$= -\frac{1798 + 715}{13}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{(37600 + 39300)\,13}{6330000}}\right)$$

$$= -193{,}4\,(1 - \sqrt{1 + 0{,}158}) = -193{,}4\,(1 - 1{,}08)\,,$$

$$x = 15{,}5 \text{ cm}\,,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{Mx}{J_n}\,,$$

$$J_n = \frac{Bx^3}{3} - \frac{(B-b)(x-d)^3}{3} + \frac{n'b(h-x)^3}{3} + nF_e(h-a-x)^2$$

$$= \frac{200 \cdot 15{,}5^3}{3} - \frac{174 \cdot 6{,}5^3}{3} + 0{,}5\frac{26 \cdot 39{,}5^3}{3} + 7 \cdot 33{,}21 \cdot 35^2 = 784100 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1686000 \cdot 15{,}5}{784100} = 33{,}3 \text{ kg/qcm}.$$

Nach Gleichung (21a) wird:

$$\sigma_{ez} = n\frac{M(h'-x)}{J_n} = 7\,\frac{1686000 \cdot 35}{784100} = 527 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{bz} = n'\frac{M(h-x)}{J_n} = 42{,}5 \text{ kg/qcm}.$$

Wir ersehen aus der letzten Berechnung eine Bestätigung dessen, was besprochen wurde, daß die Spannungen im Beton und im Eisen gering werden, wenn wir den T-Querschnitt so ausbilden, daß keine Risse im Beton auf der Zugseite auftreten sollen. In unserem Falle ist $\sigma_{bz} = 42{,}5$ kg/qcm, das ist bei einer guten Betonmischung und einer guten Verteilung der Eiseneinlagen der Höchstwert für die errechneten Biegungszugspannungen (siehe S. 420). Dies gibt in diesem günstigsten Falle eine einfache Sicherheit.

Bei wirtschaftlicher Ausbildung des Querschnittes begnügt man sich mit der Berechnung von σ_{bd} und σ_e nach der unter a angegebenen

Digitized by Google

Methode, welche Risse im Beton voraussetzt. Wir sehen, daß bei einer Eisenspannung von 1075 kg/qcm die größte Druckspannung im Beton nur 32,5 kg/qcm beträgt, die zulässigen Spannungen daher nicht voll ausgenutzt werden, wie schon auf S. 419 erwähnt wurde.

3. Beispiel.

Der unter 2 angegebene Querschnitt hat neben dem positiven Moment $M_2 = +390\,000$ kgcm auch ein negatives Moment $-M_2 = -953\,000$ kgcm aufzunehmen.

In diesem Fall wird der Querschnitt nach Fig. 145c ausgebildet.

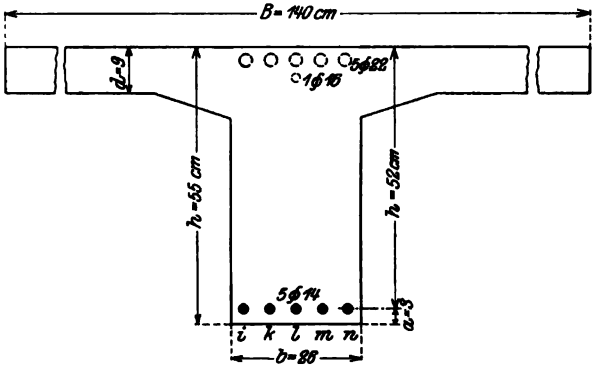


Fig. 145c.

a) Berechnung des Querschnittes für das negative Moment $M_2 = -953000$ kgcm; wenn ferner $F_e = 21$ qcm (1 ⌀ 16 und 5 ⌀ 22 mm) ist.

Von der Mitwirkung der Druckeisen 5 ⌀ 14 = 7,77 cm wird abgesehen. Es ergibt sich dann nach Gleichung (16) für den rechteckigen Querschnitt:

$$x = \frac{10 \cdot 21}{26}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 26 \cdot 52}{10 \cdot 21}}\right) = 8{,}08 \cdot 2{,}73 = 22{,}2 \text{ cm}.$$

Nach Gleichung (16a):

$$\sigma_e = \frac{953\,000}{21 \cdot \left(52 - \frac{22{,}2}{3}\right)} = 1015 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 953\,000}{26 \cdot 22{,}2 \cdot \left(52 - \frac{22{,}2}{3}\right)} = 74 \text{ kg/qcm}.$$

σ_{bd} überschreitet die zulässige Druckspannung, deshalb wollen wir die Druckzone durch eine Umschnürung verstärken (Fig. 145d).

Digitized by Google

Die Druckkraft D ist:

$$D = \sigma_{bd} \frac{x}{2} b = 74 \cdot 11{,}1 \cdot 26 = 21\,400 \text{ kg},$$

$$D = F_i \sigma_m = [F_k + n(\sum f_e + 2 f'_e)] \sigma_m.$$

Nimmt man für σ_m einen zulässigen Wert von 40 kg/qcm an, so wird:

$$F_i = \frac{D}{\sigma_m} = \frac{21\,400}{40} = 535 \text{ qcm}.$$

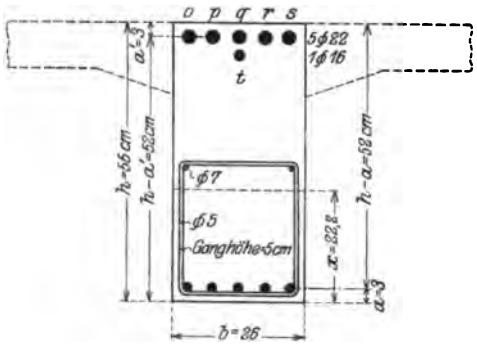


Fig. 145d.

Es ist, wenn man den umschnürten Kern nur bis zur Nullinie rechnet:

$$F_k = 23 \cdot 19{,}2 = 440 \text{ qcm},$$

$$n \sum f_e = 10 \cdot 7{,}7 = 77 \text{ qcm},$$

mithin

$$2\, n\, f'_e = F_i - (F_k + n \sum f_e)$$

$$= 535 - (440 + 77) = 18 \text{ qcm},$$

$$f'_e = \frac{18}{2 \cdot 10} = 0{,}90 \text{ qcm}.$$

Gewählt wird eine Umschnürung von 5 mm ∅ und 5 cm Ganghöhe. Dann ist:

$$f'_e = \frac{1{,}00}{0{,}05} \cdot 2\,(0{,}19 + 0{,}23)\, 0{,}196 = 3{,}3 \text{ qcm},$$

$$\sigma_m = \frac{21\,400}{440 + 10\,(7{,}7 + 2 \cdot 3{,}3)} = 36{,}7 \text{ kg/qcm}.$$

Die Umschnürung ist sonach eine genügende Verstärkung für das große negative Moment.

b) Berechnung desselben Querschnittes für das positive Moment: $M_2 = 390\,000$ kgcm (Fig. 145d).

Unter Berücksichtigung der doppelten Bewehrung und Vernachlässigung der Betonzugbeanspruchungen ergibt sich für x nach Gleichung (25), wenn $B = 140$ cm $= \frac{l}{3}$ gewählt wird.

$$x = \frac{n(F'_e + F_e)}{B}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{[2 F'_e a' + 2 F_c (h - a)] B}{n (F_e + F'_e)^2}}\right]$$

$$= \frac{10(21 + 7{,}7)}{140}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 \cdot 21 \cdot 3 + 2 \cdot 7{,}7 \cdot 52)\, 140}{10 \cdot 28{,}7^2}}\right]$$

$$x = 6{,}3 \text{ cm}.$$

J_n wird nach Gleichung (19) $J_n = 174309$ cm^4 und nach Gleichung (21a) wird

$$\sigma_{bd} = \frac{390000 \cdot 6{,}3}{174309} = 14{,}1 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_e = 10 \cdot \frac{390000 \cdot 45{,}7}{174309} = 1025 \text{ kg/cm}^2.$$

Digitized by Google

Das 3. Beispiel zeigt einen Fall, der bei ungünstigen Belastungen an durchlaufenden Trägern bei den Feldmomenten manchmal eintritt, wo das negative Moment für die Bemessung des Querschnitts maßgebend ist.

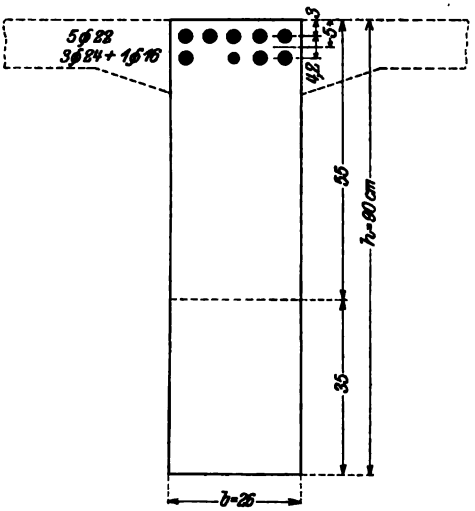


Fig. 145e.

4. Beispiel.

Für ein Stützenmoment

$$M_2 = -1\,368\,000 \text{ kgcm}$$

über dem Stützenrande sind bei dem Querschnitt nach Fig. 145e die Spannungen zu berechnen.

a) Es ist einfache Bewehrung angenommen und die Beteiligung des Betonzugquerschnittes wird vernachlässigt, $n = 10$.

Beim Anschluß des Unterzuges ist eine 35 cm hohe Voute vorgesehen, es ergibt sich dann:

$$h' = h - a = 90 - 5 = 85 \text{ cm},$$

$$F_e = 34{,}6 \text{ qcm},$$

$$x = \frac{10 \cdot 34{,}6}{26}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 26 \cdot 85}{10 \cdot 34{,}6}}\right] = 36 \text{ cm},$$

$$\sigma_e = \frac{1\,368\,000}{34{,}6\left(85 - \frac{36}{3}\right)} = 542 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 1\,368\,000}{26 \cdot 36 \cdot 73} = 40{,}2 \text{ kg/qcm}.$$

b) Bei gleichzeitiger Verstärkung der Druckzone mit Längseiseneinlagen erhält man (Fig. 145f):

$$F_e = 34{,}6 \text{ qcm}; \quad F'_e = 9{,}43 \text{ qcm}^2,$$

$$F_e + F'_e = 34{,}60 + 9{,}43.$$

Digitized by Google

Nach Gleichung (14):

$$x = \frac{n}{b}(F_e + F_e')\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(F_e' a' + F_e h')\,2\,b}{(F_e + F_e')^2 n}}\right)$$

$$= \frac{10}{26}\,44{,}0\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(9{,}43 \cdot 3 + 34{,}6 \cdot 75)\,2 \cdot 26}{44^2 \cdot 10}}\right) = 31{,}1 \text{ cm},$$

$$J_n = \frac{b x^3}{3} + n F_e (h' - x)^2 + n F_e' (x - a')^2$$

$$= \frac{26 \cdot 31{,}1^3}{3} + 10 \cdot 34{,}6 \cdot 43{,}9^2 + 10 \cdot 9{,}43 \cdot 28{,}1^2$$

$$= 261\,000 + 669\,000 + 74\,600 = 1\,004\,600 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{J_n} = \frac{1\,368\,000 \cdot 31{,}1}{1\,004\,600} = 42{,}4 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{ez} = 10\,\frac{1\,368\,000\,(75 - 31{,}1)}{1\,004\,600} = 600 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{ed} = 10\,\frac{1\,368\,000\,(31{,}1 - 3)}{1\,004\,600} = 384 \text{ kg/qcm}.$$

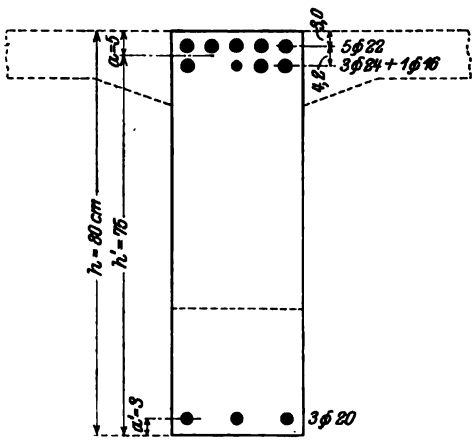


Fig. 145f.

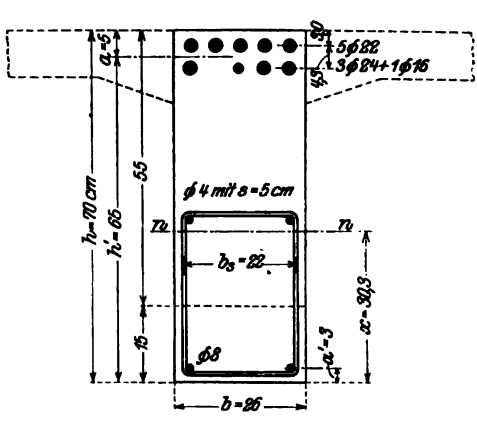


Fig. 145g.

c) Es wird einfache Bewehrung und Umschnürung des Druckgurtes angenommen, wenn die Vergrößerung des Querschnittes durch eine Voute nicht möglich ist (Fig. 145g).

Digitized by Google

$$x = \frac{10 \cdot 34{,}6}{26}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 26 \cdot 65}{10 \cdot 34{,}6}}\right) = 13{,}3 \cdot 2{,}32 = 30{,}3 \text{ cm}.$$

$$\sigma_e = \frac{1\,368\,000}{34{,}6\left(65 - \frac{30{,}3}{3}\right)} = 725 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 1\,368\,000}{26 \cdot 30{,}3 \cdot 54{,}9} = 64 \text{ kg/qcm},$$

$$D = \frac{64 \cdot 30{,}3}{2} \cdot 26 = 25\,200 \text{ kg},$$

$$D = F_i \sigma_m \; ; \quad \text{wenn } \sigma_m = 40 \text{ kg/qcm},$$

so ist:

$$F_i = \frac{25\,200}{40} = 630 \text{ qcm}.$$

Es ist:

$$F_i = F_k + nF_e + 2nF_c' \,,$$

$$F_k = 22 \cdot 27{,}7 = 610 \text{ qcm}.$$

$$nf_e = 10 \cdot 2 \cdot 0{,}5 = 10 \text{ qcm},$$

$$2nf_c' = 630 - 620 = 10 \text{ qcm},$$

$$f_c' = \frac{10}{2 \cdot 10} = 0{,}50 \text{ qcm}.$$

Gewählt Umschnürung 4 mm ⌀ mit 5 cm Ganghöhe, $f_e = 0{,}126$ qcm.

$$f_c' = \frac{100}{5} 2(0{,}22 + 0{,}277) 0{,}126 = 2{,}5 \text{ qcm},$$

$$\sigma_m = \frac{25\,200}{610 + 10 + 20 \cdot 2{,}5} = 37{,}7 \text{ kg/qcm}.$$

5. Beispiel.

Berechnung der Schubspannungen und der schrägen Eisen für einen Hauptunterzug nach Fig. 145h. Die beiden Einzellasten P kommen von Nebenunterzügen.

Nach Gleichung (42) ist:

$$\tau_{max} = \frac{Q}{b\left(h' - \frac{d}{3}\right)} \quad \text{(Querschnitt Fig. 145b und d)},$$

somit wird am linken Auflager:

$$\tau_A = \frac{8085}{26 \cdot (50{,}5 - \frac{9)}{3}} = \frac{8085}{1235} = 6{,}55 \text{ kg/qcm},$$

Digitized by Google

an der Stelle der beiden Einzellasten P_b:

$$\tau_I = \frac{7440}{1235} = 6{,}03 \text{ kg/qcm},$$

$$\tau_I' = \frac{2360}{1235} = 1{,}91 \text{ kg/qcm},$$

$$\tau_{II} = \frac{2960}{1235} = 2{,}4 \text{ kg/qcm},$$

$$\tau_{II}' = \frac{12760}{1235} = 10{,}30 \text{ kg/qcm}.$$

Am rechten Auflager:

$$\tau_B = \frac{13360}{1235} = 10{,}80 \text{ kg/qcm}.$$

Die Querkraft Q_b, bis zu welcher der Betonquerschnitt allein genügenden Schubwiderstand bietet, ist,

wenn $\tau_{zul.} = 4$ kg/qcm und $h_{zD} = 47{,}5$ cm,

$$Q_b = \tau_{zul.}\, b\, h_{zD} = 4 \cdot 26 \cdot 47{,}5 = 4950 \text{ kg}.$$

Aus der in Fig. 145h aufgetragenen Linie der Querkräfte ergibt sich sonach, daß zwischen den Auflagern und den von den Nebenunterzügen herrührenden Einzellasten die Querkräfte größer sind als Q_b, sonach müssen schräge Eiseneinlagen vorgesehen werden.

Am linken Trägerteil ist:

$$Q_A = \frac{8085 + 7440}{2} \cdot 2{,}10 = 16300 \text{ kg}.$$

Am rechten Trägerteil:

$$Q_B = \frac{12760 + 13360}{2} \cdot 2{,}00 = 26120 \text{ kg}.$$

Für Q_A sind aufgebogen: $4 \varnothing 24 = 18{,}10$ qcm,
$1 \varnothing 14 = 1{,}54$ qcm,
eingelegt: $1 \varnothing 14 = 1{,}54$ qcm,
$21{,}18$ qcm.

Die durchschnittliche Zugkraft, die von den schrägen Eisen aufzunehmen ist, beträgt dann nach Gleichung (13), S. 364 $Z_l = \frac{Q_A}{h_{zD}\sqrt{2}}$
$= \frac{16300}{47{,}5\sqrt{2}} = 244$ kg.

Die schrägen Eiseneinlagen erhalten hier nur ganz geringe Spannungen; eine geringere Anzahl mit kleinerem Durchmesser wäre hinreichend gewesen. Trotzdem wurde die Einteilung beibehalten, weil dieselben Eiseneinlagen zur Aufnahme der großen Biegungsmomente notwendig waren.

Digitized by Google

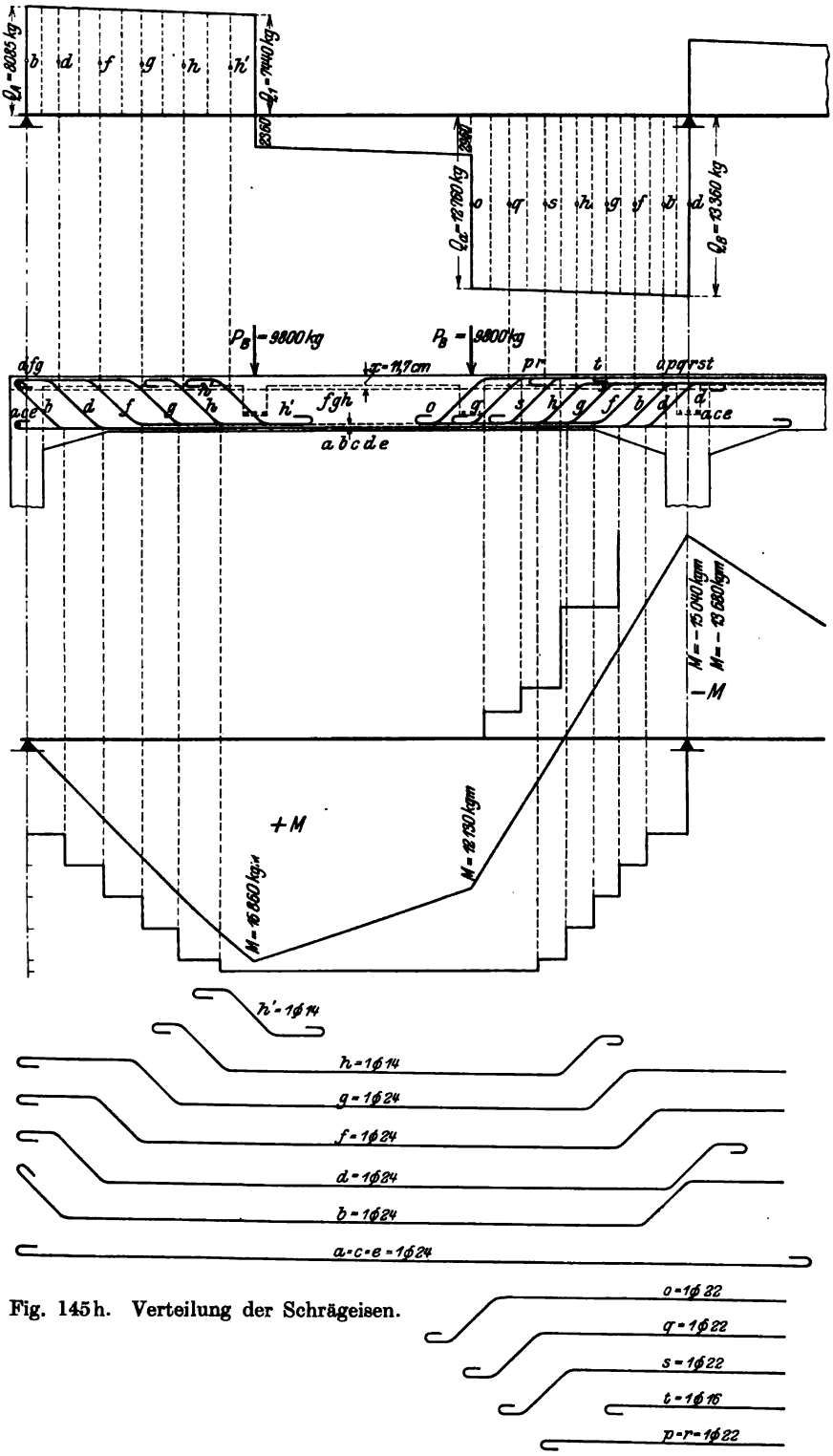


Fig. 145h. Verteilung der Schrägeisen.

Digitized by Google

Für Q_B sind aufgebogen: $4 \varnothing 24 = 18{,}10$ qcm,
$1 \varnothing 14 = 1{,}54$ qcm,
von den zur Aufnahme der negativen Momente vorhandenen Eisen nach unten geführt: $3 \varnothing 22 = 11{,}40$ qcm,
$31{,}04$ qcm.

Es wird daher die in den schrägen Eisen auftretende durchschnittliche Zugspannung:

$$Z_r = 390 \text{ kg}.$$

Zur Bestimmung derjenigen schrägen Eiseneinlagen, welche mit abnehmendem Biegungsmoment aus den Zugeisen hochgebogen werden, bestimmt man die (in der Zeichnung eingetragene abgetreppte) Momentenlinie. Dies geschieht angenähert nach der Gleichung:

$$M = F_e\left(h' - \frac{d}{2}\right)\sigma_e .$$

Angenommen wurde:

$$F_e = 33{,}21 \text{ qcm},$$

$$h' - \frac{d}{2} = 50{,}5 - 4{,}5 = 46,$$

$$\sigma_e = 1100 \text{ kg/qcm}.$$

An den vertikalen Abtreppungen ergeben sich dann diejenigen Stellen, an welchen Eisen hochgebogen werden können, weil sie zur Aufnahme der normalen Zugspannungen entbehrlich werden.

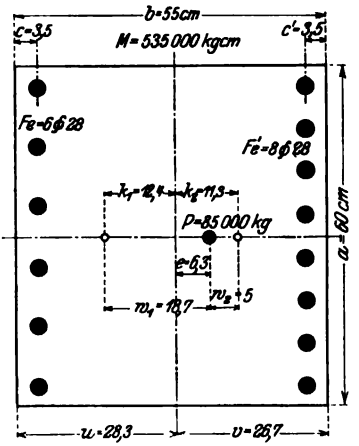


Fig. 146a.

Die in der Zeichnung eingetragene Momentenlinie gibt uns die Möglichkeit einer Kontrolle, ob die nicht aufgebogenen Eiseneinlagen in jedem Querschnitt zur Aufnahme der Biegungsmomente genügen.

6. Beispiel.

Gegeben ist der Querschnitt eines Rahmenständers nach Fig. 146a. Die um 6,3 cm exzentrisch angreifende Normalkraft P beträgt 85000 kg. Das aufzunehmende Moment beträgt 535000 kgcm.

Es sind die Randspannungen im Beton und die Beanspruchungen in den Zug-

Digitized by Google

und Druckeisen zu ermitteln, unter der Annahme, daß $n = 10$ und die Betonzugspannungen unberücksichtigt bleiben.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{535\,000}{85\,000} = 6{,}3 \text{ cm},$$

$$F = a\,b + n\,(F_e + F_e') = 55 \cdot 60 + 10\,(36{,}95 + 49{,}26) = 4160 \text{ qcm},$$

$$S = \frac{a\,b^2}{2} + n\,F_e\,c + n\,F_e'(b - c')$$

$$= \frac{60 \cdot 55^2}{2} + 10 \cdot 36{,}95 \cdot 3{,}5 + 10 \cdot 49{,}26 \cdot 51{,}5 = 117\,500 \text{ cm},$$

$$u = \frac{S}{F} = \frac{117\,500}{4160} = 28{,}3 \text{ cm},$$

$$v = 55 - 28{,}3 = 26{,}7 \text{ cm},$$

$$J_e = \frac{a\,u^3}{3} + \frac{a\,v^3}{3} + n\,F_e(u - c)^2 + n\,F_e'(v - c')^2$$

$$= \frac{60 \cdot 28{,}3^3}{3} + \frac{60 \cdot 26{,}7^3}{3} + 10 \cdot 36{,}95\,(28{,}3 - 3{,}5)^2$$

$$+ 10 \cdot 49{,}26\,(26{,}7 - 3{,}5)^2 = 1\,326\,000 \text{ cm}^4.$$

$$k_1 = \frac{J_e}{F\,v} = \frac{1\,326\,000}{4160 \cdot 26{,}7} = 12{,}4 \text{ cm}.$$

$$k_2 = \frac{J_e}{F\,u} = \frac{1\,326\,000}{4160 \cdot 28{,}3} = 11{,}3 \text{ cm}.$$

$$\sigma_{b\,d} = \frac{P\,w_2}{F\,k_2} = \frac{85\,000 \cdot 5}{4160 \cdot 11{,}3} = 9 \text{ kg/qcm}.$$

$$\sigma_{b\,d}' = \frac{P\,w_1}{F\,k_1} = \frac{85\,000 \cdot 18{,}7}{4160 \cdot 12{,}4} = 30{,}8 \text{ kg/qcm}.$$

$$\sigma_e = 10\left(9 + \frac{30{,}8 - 9}{55} \cdot 3{,}5\right) = 104 \text{ kg/qcm}.$$

$$\sigma_e' = 10\left(30{,}8 - \frac{30{,}8 - 9}{55} \cdot 3{,}5\right) = 294 \text{ kg/qcm}.$$

Digitized by Google

7. Beispiel.

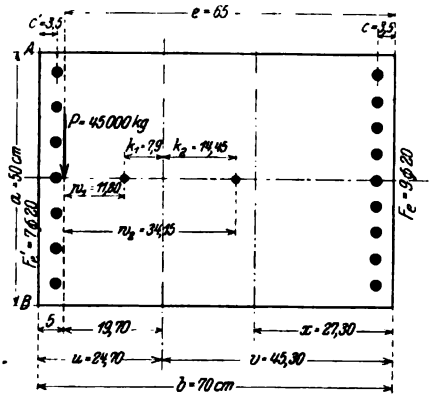


Fig. 146b.

Der in Fig. 146b dargestellte Stützenquerschnitt dient zur Aufnahme eines Momentes von 885000 kgcm und einer Normalkraft von 45 000 kg. Ihr Angriffspunkt liegt sonach 19,70 cm von der Schwerlinie entfernt, jedoch symmetrisch zur zweiten Hauptachse. Es sind die Beanspruchungen im Beton und Eisen zu ermitteln, wenn von der Mitwirkung des Betonzugteils abgesehen wird:

$$e' = \frac{M}{P} = \frac{885000}{45000} = 19{,}7 \text{ cm}.$$

Nach Gleichung (54) ist:

$$\frac{(b-x)^2}{2}(e-x)\,a + n F_e (b-x-c')(e-x) - n F_c'(x-c)(e-x) = \frac{a(b-x)^3}{3} + n F_e (b-x-c')^2 + n F_c' (x-c)^2,$$

$$\frac{(70-x)^2}{2}(65-x)\,50 + 10 \cdot 22\,(66{,}5-x)(65-x) - 10 \cdot 28{,}3\,(x-3{,}5)(65-x) = \frac{50}{3}(70-x)^3 + 10 \cdot 22\,(66{,}5-x)^2 + 10 \cdot 28{,}3\,(x-3{,}5)^2,$$

$$(70^2 - 140x + x^2)(1625 - 25x) + 220(4330 - 131{,}5x + x^2) - 283(68{,}5x - x^2 - 227) = \frac{50}{3}(70^3 + 3 \cdot 70x^2 - 3 \cdot 70^2 x - x^3) + 220(66{,}5^2 - 2 \cdot 66{,}5x + x^2) + 283(x^2 - 2 \cdot 3{,}5x + 3{,}5^2)$$

$$+ 8{,}4x^3 - 1625x^2 + 121520x = 2271740; \qquad x^3 - 193x^2 + 14470x = 271000,$$

$$x = 27{,}3 \text{ cm},$$

$$F = a(b-x) + n(F_e + F_e') = 50(70 - 27{,}3) + 10(22{,}0 + 28{,}30) = 2640 \text{ cm}^2,$$

$$S = \frac{a(b-x)^2}{2} + n F_c' c' + n F_e (b-c)$$

$$= \frac{50}{2}(70 - 27{,}3)^2 + 10 \cdot 22 \cdot 3{,}5 + 10 \cdot 28{,}3\,(70 - 3{,}5) = 65120 \text{ cm}^3,$$

$$u = \frac{S}{F} = \frac{65120}{2640} = 24{,}70 \text{ cm},$$

Digitized by Google

$$v = b - u = 70 - 24{,}70 = 45{,}3 \text{ cm},$$

$$J_1 = \frac{a\,(b-x)^3}{3} + n\,F_c'\,c'^2 + n\,F_e\,(b-c)^2$$

$$= \frac{50}{3}\,42{,}7^3 + 10 \cdot 22 \cdot 3{,}5^2 + 10 \cdot 28{,}3 \cdot 66{,}5^2 = 2\,549\,700 \text{ cm}^4,$$

$$k_1 = \frac{J_1 - S\,u}{F\,v} = \frac{2\,549\,700 - 65\,120 \cdot 24{,}7}{2640 \cdot 45{,}3} = 7{,}9 \text{ cm},$$

$$k_2 = \frac{J_1 - S\,u}{F\,u} = \frac{2\,549\,700 - 65\,120 \cdot 24{,}7}{2640 \cdot 24{,}7} = 14{,}45 \text{ cm},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{P\,w_2}{F\,k_2} = \frac{45\,000 \cdot 34{,}15}{2640 \cdot 14{,}45} = 40{,}4 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{P\,w_1}{F\,k_1} = \frac{45\,000 \cdot 11{,}8}{2640 \cdot 7{,}9} = 25{,}5 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{ed} = n\,\sigma_{bd}\,\frac{b-x-c'}{b-x} = 10 \cdot 40{,}4 \cdot \frac{42{,}7 - 3{,}5}{42{,}7} = 370 \text{ kg/qcm}.$$

$$\sigma_{ez} = n\,\sigma_{bz}\,\frac{x-c}{x} = 10 \cdot 25{,}5 \cdot \frac{27{,}3 - 3{,}5}{27{,}3} = 222 \text{ kg/qcm}.$$

Digitized by Google

Dritter Abschnitt.

Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonträgern und -platten.

Statische Untersuchungsmethoden an größeren Bauteilen. Berechnungsmethoden im Lichte von Versuchen.

XII. Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen.[1])

Die Ermittlung der Momente und Querkräfte bei durchlaufenden Eisenbetonträgern ist, wie wohl nicht erst hervorgehoben werden muß, eine Aufgabe der Statik und ist für Eisenbetonkonstruktionen nicht anders als für einheitliches Material. Der bisher in der Literatur eingeschlagene Weg für die Berechnung von durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen konnte sich daher nur mit allgemeinen statischen Fragen befassen. Hierbei ist man aber nicht auf die Eigenheiten des Eisenbetons eingegangen, weil diese Fragen nur auf dem Wege des Versuches zu klären sind.

Diese Versuche müssen derart durchgeführt werden, daß sie darüber Aufschluß geben, wie der Betonquerschnitt zweckentsprechend auszubilden ist, und wie die Eiseneinlagen sinngemäß einzulegen sind. Wenn diese beiden Grundfragen geklärt sind, wird der Konstrukteur in der Lage sein, wirtschaftlich zu entwerfen.

Die Lage der Momenten-Null-Punkte, der Einfluß der Einspannung und der Einfluß der negativen Momente über den Stützen und in den Feldern spielen bei durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen eine weit wichtigere Rolle, als bei einheitlichem Material; im letzten Falle ist in der Regel die Querschnittsausbildung bei positiven und negativen Momenten dieselbe.

Bisher sind auf diesem Gebiete Versuche von Koenen und Mörsch bekannt. Die Versuche von Koenen, über welche in einem Vortrag im Deutschen Betonverein im Jahre 1907 berichtet wurde, haben sich

---

[1]) Übernommen aus der unter dem gleichen Titel veröffentlichten Arbeit von H. Scheit und E. Probst, Verlag J. Springer, 1912.

Digitized by Google

mit der besonderen Aufgabe befaßt, den Grad der Einspannung bei einer über mehrere Eisenträger durchlaufenden Voutendecke zu ermitteln. Bei diesen Versuchen sind nur die Durchbiegungen an einzelnen Stellen gemessen worden, und die Belastung wurde nur bis zur rechnungsmäßig doppelten Nutzlast, nicht aber, wie dies erwünscht gewesen wäre, bis zum Bruch geführt.

Die Versuche von Mörsch erstrecken sich auf drei Versuchsobjekte mit durchlaufenden T-Balken über 3 Stützen, bei welchen teils Vouten zur Verstärkung des Querschnittes am mittleren Auflager, teils eine Spiralarmierung zur Verstärkung des Druckquerschnittes über dem mittleren Auflager verwendet wurde. Der Querschnitt betrug 14 × 25, die Plattenbreite 100 cm, die Plattenstärke 10 cm. Über den Pfeilern erfolgte die Verstärkung der Querschnitte zur Sicherung der seitlichen Stabilität durch Querrippen. Die Belastung wurde mit Sandsäcken vorgenommen und bis zum Bruch geführt. Man beschränkte sich bei diesen Versuchen auf die Ermittlung der Bruchlasten.

Ein Studium der Ergebnisse dieser erwähnten Versuche von Koenen und Mörsch zeigt aber, daß sie keine allgemeinen Schlüsse zulassen. In dem ersten Falle handelte es sich um eine besondere Bauart, in dem zweiten Falle um besondere Eiseneinlagen zur Verstärkung der auf Druck beanspruchten Querschnitte. In letzterem Falle könnte allerdings aus der Rißbildung, deren Verlauf eingehend in der Veröffentlichung von Mörsch, „Der Eisenbetonbau" verzeichnet wird, eine kontinuierliche Wirkung gefolgert werden. Andere Folgerungen konnten wegen der geringen Zahl der Versuche und wegen des Mangels an Feinmessungen nicht gemacht werden.

Mit den vorliegenden Versuchen an kontinuierlichen Trägern wurde bezweckt, diese Lücke auszufüllen. Die Versuchsobjekte erhielten Abmessungen, wie sie bei Bauausführungen vorkommen, damit die Ergebnisse unmittelbar zu verwerten sind. In diesem Sinne können die Untersuchungen als statische Untersuchungen aufgefaßt werden, und es soll besonders hervorgehoben werden, daß die Versuchsobjekte in solchen Ausmaßen entworfen worden sind, daß man zu Vergleichen und Folgerungen für die Praxis berechtigt ist.

Die Gesichtspunkte, unter denen die Versuchsobjekte entworfen wurden, sind verschiedenartiger Natur. Sie sind derart berechnet worden, daß eine kontinuierliche Wirkung vorausgesetzt wurde. Somit war die Verteilung der Momente und der Querkräfte gegeben, und aus diesen ließen sich nicht nur die Spannungen im Beton und im Eisen ermitteln, sondern auch diejenigen Vorkehrungen treffen, welche gegen die Wirkung der negativen Momente und die zerstörende Wirkung der Schubspannungen notwendig sind.

Digitized by Google

Als Grundlage für die Abmessungen der Versuchsobjekte wurde der Querschnitt und die Anordnung der Eiseneinlagen bei dem Objekt I gewählt. Dieselbe Anordnung der Eiseneinlagen wurde, soweit dies angängig war, bei allen anderen Objekten wieder verwendet. Der Betonquerschnitt wurde beibehalten, und die aus der Berechnung sich mehr ergebenden abgebogenen Eisen wurden als besondere Eisen eingelegt. Von einer Verstärkung des Betonquerschnittes über den Auflagern durch Querrippen wurde abgesehen, weil dadurch die Ergebnisse beeinflußt werden, und weil die Versuchsobjekte sich möglichst an die Praxis anlehnen sollten. Die seitliche Stabilität hat darunter nicht gelitten.

Der Betonquerschnitt und die Eiseneinlagen waren derart gewählt worden, daß der Bruch nicht durch die Überschreitung der Druck- und Schubfestigkeit des Betons, sondern nur durch Überschreitung der Streckgrenze des Eisens herbeigeführt werden sollte. Bei der Besprechung der Versuchsergebnisse wird es sich zeigen, daß diese Bedingungen auch erfüllt wurden.

Von Wichtigkeit war ferner die Wahl der Belastung. Diese mußte nicht nur so gewählt werden, daß sie durch die Versuchseinrichtung zuverlässig ausgeführt werden konnte, sondern auch derart, daß sie möglichst ungünstige Wirkungen hervorrufen sollte. Auch dieses Ziel ist erreicht worden, wie noch später bei der Besprechung der Versuchsergebnisse gezeigt werden soll.

Das Objekt I, das in erster Linie zu Vergleichszwecken bestimmt war und ferner die Ermittlung der maximalen Spannungen mit Hilfe von Feinmessungen ermöglichen sollte, war ein T-Balken von einer Länge von 3,30 m. Die Spannweite betrug 3 m, der Querschnitt, der bei allen anderen Objekten beibehalten wurde, war bei einer Plattenbreite von 60 cm 50 cm hoch, die Rippenstärke betrug 25 cm; die beim Übergang zur Rippe verstärkte Platte war 8 cm stark (Fig. 147).

Als Eiseneinlagen wurden wie bei allen Objekten 18-mm-Rundeisen verwendet, die entsprechend der Berechnung aufgebogen wurden.

Objekt II. (Hierzu Fig. 148.)

Dieser Träger über 3 Stützen ist mit denselben äußeren Abmessungen wie Objekt I entworfen worden mit dem Unterschiede, daß die zur Aufnahme der negativen Momente und der Schubspannungen mehr errechneten Eisen als besondere Eisen eingelegt wurden, wie dies in der Eisenzeichnung Fig. 148 ersichtlich ist.

Objekt III. (Hierzu Fig. 149.)

Dieses reichte über 4 Stützen, die Spannweite der drei Felder betrug je 3 m, wie bei den vorhergehenden beiden Objekten. Die Eiseneinlagen sind aus der Eisenzeichnung ersichtlich. Zu bemerken wäre noch, daß für die Aufnahme der negativen Momente im unbelasteten mittleren Feld entsprechende Eisen eingelegt wurden.

Digitized by Google

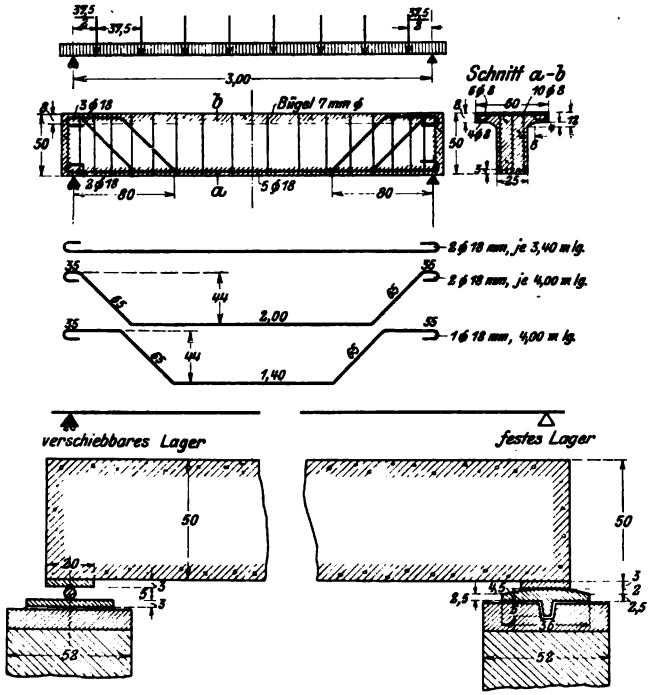


Fig. 147. Träger auf 2 Stützen. Belastungsangabe, Abmessungen und Eiseneinlagen bei Objekt I: Darstellung der Lagerung.

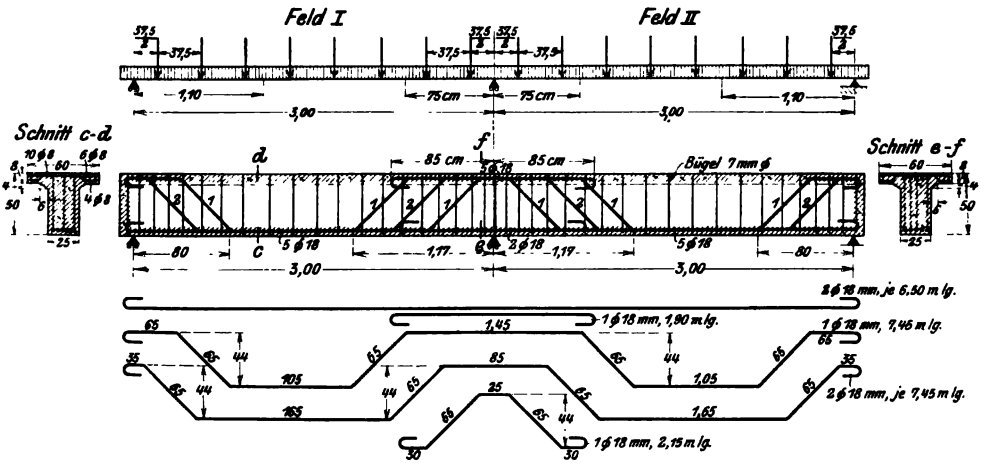


Fig. 148. Belastungsangabe, Abmessungen und Eiseneinlagen bei Objekt II: Träger auf 3 Stützen.

Digitized by Google

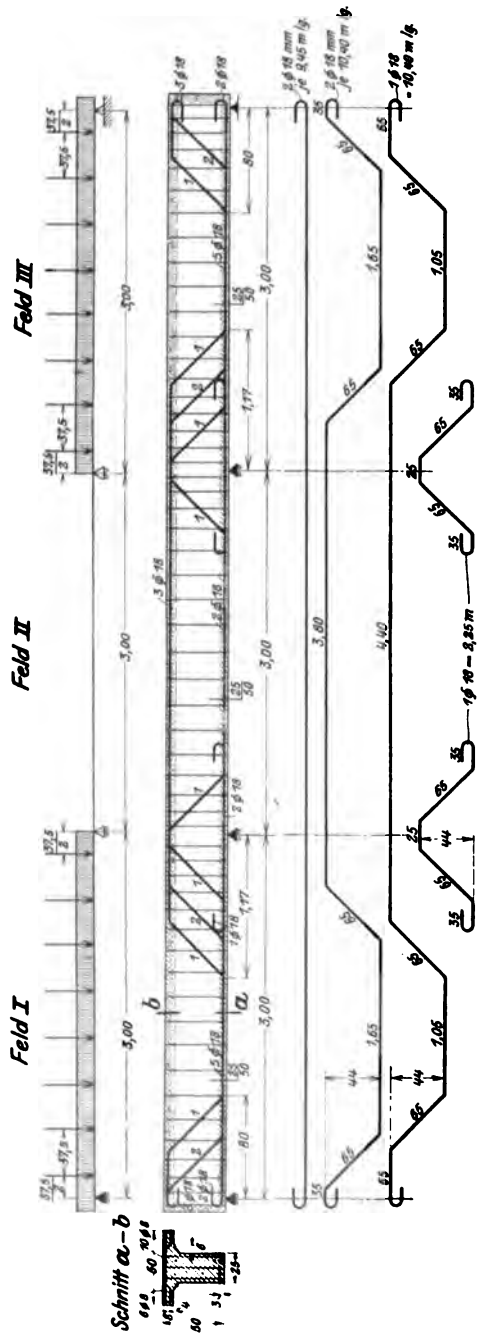


Fig. 149. Belastungsangabe, Abmessungen und Eiseneinlagen bei Objekt III: Träger auf 4 Stützen.

Objekt IIIa. (Hierzu Fig. 150.)

Dieses Objekt weicht von den anderen insofern ab, als hier keine freie Lagerung, sondern eine solche Verbindung mit Stützen vorgesehen war, wie sie im Eisenbetonbau sehr häufig vorkommt. Zu diesem Zweck wurden die 3,50 m hohen Stützen mit einer sehr stark dimensionierten Fundamentplatte verbunden, und zwar derart, daß mit einer Einspannung des Stützenfußes gerechnet werden konnte. Der Anschluß der oberen Tragkonstruktion an die Stützen geschah mit Hilfe der Voutenausbildung, und die Eiseneinlagen der Stützen wurden in die T-Balken hineingeführt. Die Anordnung der Eiseneinlagen in den T-Balken war ähnlich derjenigen bei Objekt III. Um eine Stabilität zu erreichen, wurden hier zwei Objekte, welche vollkommen gleichartig ausgebildet waren, miteinander verbunden. (Siehe Querschnitt c—d; Fig. 150.)

Objekt IV. (Hierzu Fig. 151.)

Als letztes Objekt wurde ein über fünf ungleiche Felder durchlaufender T-Balken von den-

Digitized by Google

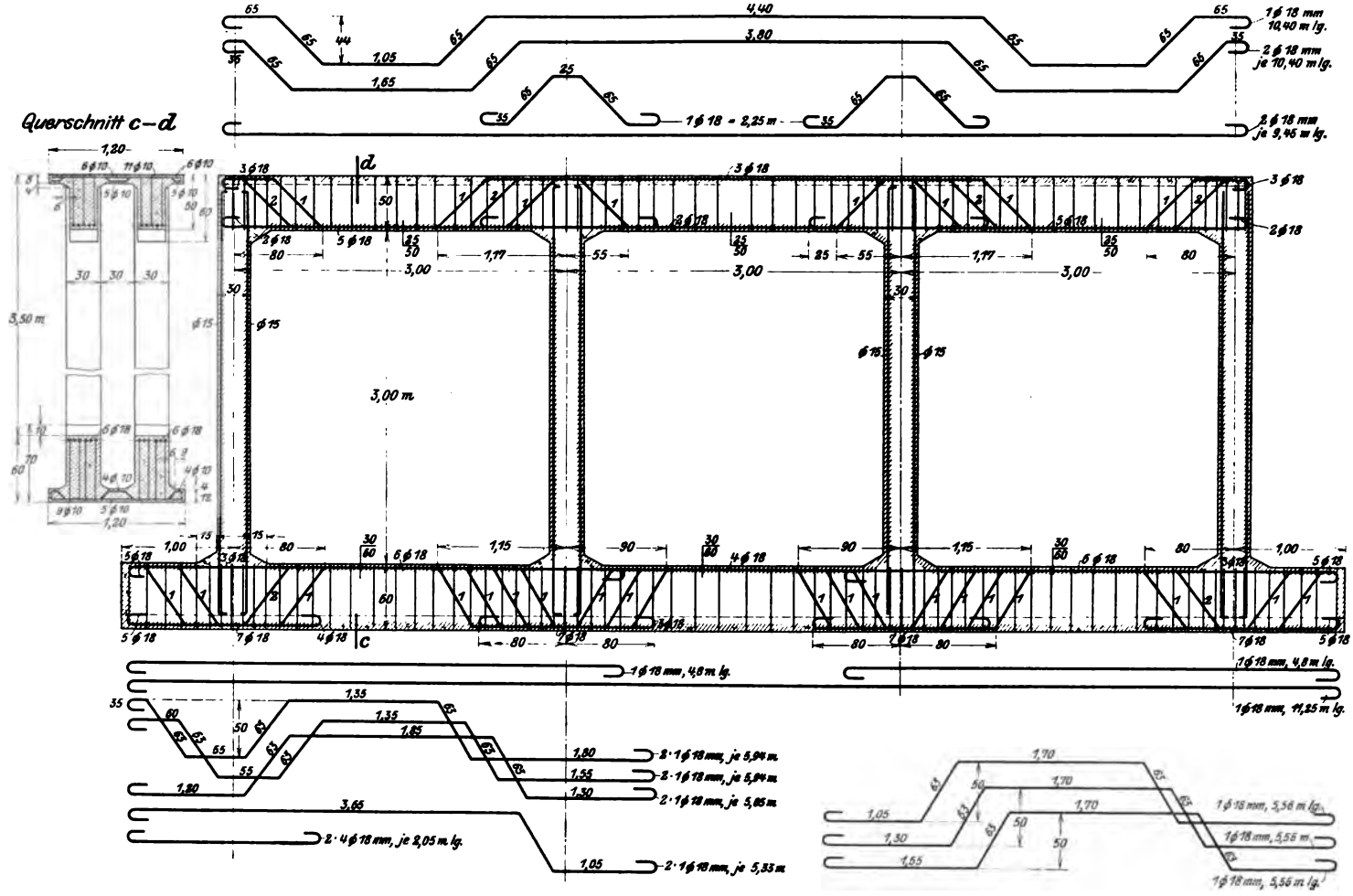


Fig. 150. Abmessungen und Eiseneinlagen bei Objekt IIIa: Träger mit 4 Eisenbetonstützen fest verbunden (Belastung wie bei Objekt III).

Digitized by Google

selben Querschnittsabmessungen ausgeführt. Die Spannweite des mittleren Feldes betrug 4 m, die der beiden äußeren Felder je 3 m, die der beiden anderen Felder je 2,50 m. Die Eiseneinlagen wurden entsprechend den Rechnungsergebnissen angeordnet, wie sie in der Eisenzeichnung in Fig. 151 ersichtlich sind.

Die Betonmischung war 1 Raumteil Portlandzement, 5 Raumteile eines Gemenges von 3,5 Teilen Kiessand und 2,5 Teilen Syenitfeinschlag; der Wasserzusatz betrug 9% des Trockengemenges. Sie wurde in demselben Verhältnis und mit denselben Zuschlagstoffen hergestellt, wie sie bei den Ausführungen der Eisenbetonbauten in Dresden und Umgebung zur Anwendung kommt. Bei allen Objekten wurden ferner 7-mm-Bügel in Abständen von 10 cm über den Auflagern bis zu 50 cm in der Feldmitte angeordnet.

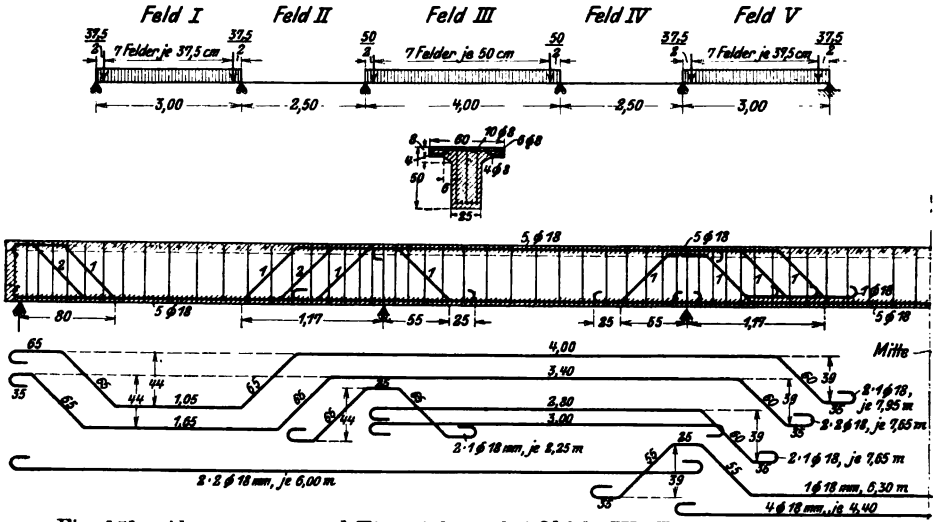


Fig. 151. Abmessungen und Eiseneinlagen bei Objekt IV: Träger über 6 Stützen (Belastungsangabe).

Das Mischgut wurde 1 Minute trocken und dann nach Wasserzugabe $2^1/_2$ Minuten naß gemischt.

Zur Ermittlung der elastischen Eigenschaften des Betons und der Druckfestigkeit wurden ferner hergestellt:

	Für Reihe I:	Für Reihe II:
Würfel von 30 cm Kantenlänge	14	6
Würfel von 20 cm Kantenlänge	12	6
Zug- und Druckprobekörper	12	6
Biegeprismen 12 × 12 × 36 cm	6	3

Die Schalungen für die Versuchskörper waren aus 30 mm starken kiefernen Brettern hergestellt und sorgfältig gegen Durchbiegung und gegen Ausbiegung der Seitenwände versteift.

Digitized by Google

Das Einbringen des Betons erfolgte von geübten Betonarbeitern in der Weise, daß zunächst eine etwa 2 cm starke Lage eingebracht wurde. Die Eisen wurden dann eingeschlämmt und durch Unterstopfen in die richtige Lage gebracht. Hierauf erfolgte das weitere Einbringen des Betons in vier gleichhohen Schichten, die in üblicher Weise unter Anwendung jeder Vorsicht eingestampft wurden, um die richtige Lage der Eiseneinlagen zu sichern.

Die Versuchskörper wurden während der ersten drei Tage nach der Herstellung mit nassen Säcken bedeckt gehalten, sodann täglich angefeuchtet.

Bei der ersten Versuchsreihe, deren Lagerung in die überaus warme und trockene Jahreszeit fiel, erfolgte die Anfeuchtung zweimal am Tage, 27 Tage hindurch, bei der zweiten Reihe während 14 Tagen. Die Körper der ersten Versuchsreihe wurden nach 35 Tagen, die der zweiten nach 21 Tagen ausgeschalt.

Die gleichzeitig mit diesen Versuchskörpern hergestellten Würfel-, Zug-, Druckprobekörper und Biegeprismen wurden nach 2 Tagen entformt, mit feuchten Säcken bedeckt, 27, bzw. 14 Tage gelagert und sodann bis zur Prüfung unbedeckt im geschlossenen Raume aufbewahrt.

Die Prüfung der Würfel von 30 und 20 cm Kantenlänge erfolgte nach 45 Tagen und lieferte folgende Druckfestigkeit des Betons:

	Versuchsreihe I:	Versuchsreihe II:
Würfel von 30 cm Kantenlänge	261 kg/qcm	259 kg/qcm
Würfel von 20 cm Kantenlänge	303 kg/qcm	300 kg/qcm

Die Zugfestigkeit aus den Biegeversuchen an den Biegeprismen ergab sich als Mittel aus 8 Versuchen zu

$$K_Z' = 22{,}1 \text{ kg/qcm}.$$

Die Schubfestigkeit erhält man nach der Gleichung:

$$K_S = \tfrac{1}{2}\sqrt{K_Z' \cdot K_D} = \tfrac{1}{2}\sqrt{22{,}1 \cdot 260} = 37{,}8 \text{ kg/qcm},$$

wobei K_Z' und K_D die Zug-, bzw. Druckfestigkeit des Betons bedeuten.

Die Prüfung der als Eiseneinlagen verwendeten Rundeisen erfolgte im Anlieferungszustande, d.h. mit Walzhaut, und ergaben im Mittel aus 6 Versuchen für $d = 18$ mm $\varnothing$ ($f_e = 2{,}544$) eine Streckgrenze 2956 kg/qcm und eine Zugfestigkeit von 4335 kg/qcm.

Die Lagerung wurde bei allen Objekten mit Ausnahme von Objekt IIIa derart gewählt, daß ein Lager fest und die anderen beweglich waren. Bei der ersten Reihe der Versuche wurde als Widerlager gewöhnliches Mauerwerk verwendet. Nach den schlechten Erfahrungen, die man aber damit gemacht hat, ging man bei der zweiten Versuchsserie auf Betonwiderlager über.

Digitized by Google

Zur Erzielung möglichst genauer Aufschlüsse über den Einfluß der Lagerung, über die Formänderung und die maximalen Spannungen wurden Feinmessungen in größerer Zahl vorgenommen. Es soll hier darauf hingewiesen werden, daß das Bestreben vorlag, bei diesen Versuchen die Ergebnisse nicht mit Hilfe von allgemein angewandten Berechnungsmethoden, sondern direkt aus den Messungen abzuleiten. Zu diesem Zwecke wurden an denjenigen Stellen, wo gleichbleibende Momente auftreten, Spiegelmessungen in verschiedenen Höhen des Querschnittes vorgenommen, und aus diesen nach dem vom Verfasser schon früher angewandten Verfahren (siehe S. 267) die Zug- und Druckspannungen im Beton und die Zugspannungen im Eisen unter Heranziehung der Ergebnisse der Elastizitätsmessungen ermittelt.

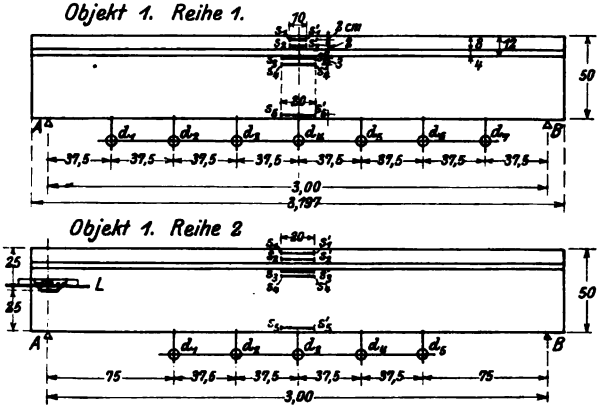


Fig. 152a. Anordnung der Feinmeßapparate bei Objekt I.

Zur Bestimmung der Formänderungszahlen wurden Elastizitätsmessungen an Betonprismen auf Zug und Druck in bekannter Weise ausgeführt, und zur Ermittlung der Festigkeit des Betons wurde eine größere Anzahl von Druck- und Biegeversuchen an 20- und 30-cm-Würfeln und Prismen von den Dimensionen 12 × 12 × 36 vorgenommen. Die Ergebnisse der Elastizitätsmessungen finden sich auf S. 54.

Zur Bestimmung des Grades der Einspannung dienten nicht nur die Messungen der Durchbiegungen an verschiedenen Stellen, sondern auch die Ermittlung der Verdrehung der Balkenachse an den Auflagern. Diese Messungen wurden mit Hilfe von Libellen ausgeführt, die ungefähr in der Höhe der zu erwartenden Nullinie angebracht waren.

Bei den Versuchen wurden in Holzkästen eingelassene, 30 cm lange Präzisionslibellen mit Teilung verwendet. Diese umfaßte etwa 40 Teilstriche, der Teilwert schwankte um 2″, so daß man noch Fünftel Se-

Digitized by Google

kunden schätzen konnte. Die Libellen waren ferner mit einer Zählscheibe für grobe Einstellung und einer Grad-Teilscheibe für feinere Einstellung versehen. Eine Drehung der Scheibe um 1° entsprach einer Neigungsänderung von 0,46″. Die Libellen wurden durch Schrauben auf Bügeln befestigt, die mittels eines eingegipsten prismatischen Stabes mit dem Probebalken in Verbindung gebracht waren.

Die Ablesungen an den Libellen ergaben mit großer Genauigkeit die jeweilige Neigung der Tangente an die tatsächliche Biegungslinie. Bei den vier ersten Objekten waren die Libellen über den Auflagern angebracht. Es konnte aus den Libellenablesungen ersehen werden, welcher Grad der Einspannung vorhanden war. Die sich aus den Libellenablesungen ergebende Neigung γ der Biegungslinie ist verschieden von der aus den Durchbiegungsmessungen ermittelten, da die erstere die Tangente an die Biegungslinie angibt, während man aus der letzteren eine Sehne derselben erhält.

Die Messung der Durchbiegung der Balken, sowie die Kontrolle etwaiger Senkungen der Auflager erfolgt mittels Zeigerapparate, welche Ablesungen von $^1/_{100}$ mm gestatteten. Zur Ermittlung der Längenänderungen des Betons dienten Martenssche Spiegelapparate.

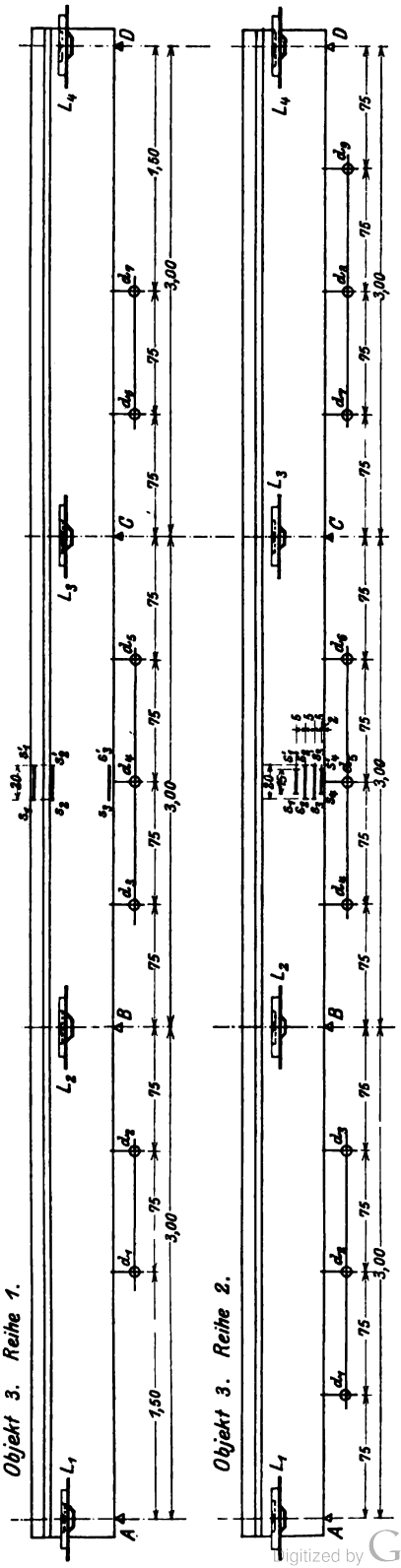


Fig. 162b. Anordnung der Feinmeßapparate bei Objekt III.

Digitized by Google

In Fig. 152a bis c ist die Anordnung der Feinmessungsapparate genau angegeben. Es bezeichnen dort s und s' die zur Messung der Längenänderungen angebrachten Martensschen Spiegelapparate, S die zur Messung der seitlichen Ausbiegungen der Stützen und der Durchbiegungen bei Objekt III a verwendeten Schieberapparate, d die Biegungsmesser, Z die an den Stützen von Objekt III a angebrachten Apparate und L die Libellen.

Die Zahl der aufgebrachten Belastungen ist sehr groß, und die Belastungsstufen wurden verhältnismäßig niedrig bemessen. Wie bei früheren Untersuchungen wurde jede der aufgebrachten Belastungen kurze Zeit festgehalten, bevor alle Ablesungen durchgeführt wurden. Nach jeder Belastung wurde auf die angegebene Ausgangsbelastung entlastet.

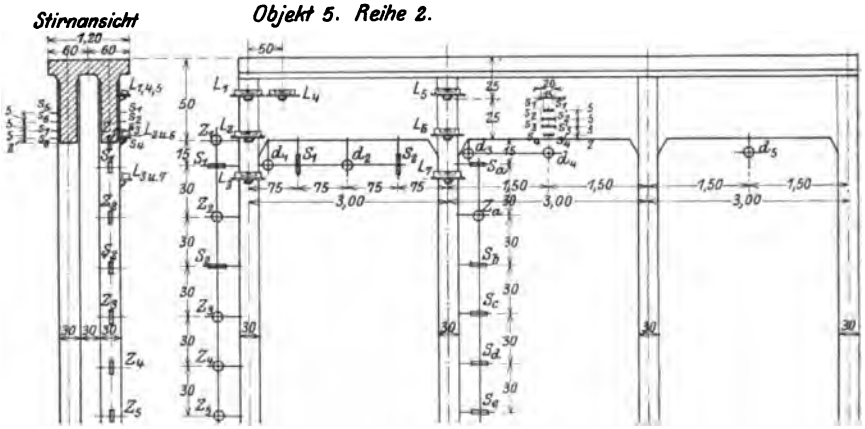


Fig. 152c. Anordnung der Feinmeßapparate bei Objekt III a.

Der Verlauf der Risse ist auf den Abbildungen derart festgehalten worden, daß die Reihenfolge mit eingeklammerten Zahlen bezeichnet und die Belastung an diejenigen Stellen geschrieben wurde, bis zu welcher der Riß durch diese Belastung geöffnet wurde. (Die in den Abbildungen eingeschriebenen Belastungen verstehen sich ausschließlich Eigengewicht und Aufbau, also nur Maschinenbelastung.)

Die Ausführung der Versuche erfolgte in zwei Reihen in Zeitabständen von ca. 3 Monaten. Bei der Sorgfalt, mit welcher der Beton gemischt wurde und die Herstellung der Objekte erfolgte, ist die gute Übereinstimmung der Ergebnisse der zu verschiedenen Zeiten vorgenommenen Untersuchungen an den Parallelobjekten verständlich, anderseits beweist diese gute Übereinstimmung, daß die Herstellung der Untersuchungsobjekte trotz der verschiedenen Jahreszeiten sehr gleichmäßig vor sich gegangen ist.

Die Besprechung der Erscheinungen soll im folgenden getrennt nach den einzelnen Objekten vorgenommen werden.

Digitized by Google

Zusammenstellung I.

Nr.	Feldbel. einschl. Ausgangslast (1050 kg), Eigengewicht (1115 kg) und Aufbau (415 kg) kg	Belastung pro lfdm kg	Elastische Verkürzung in der obersten Faser (Balkenmitte) $^1/_{1000}$ mm lfdm	Druckspannung σ_{bd} im oberen Rand σ_{bd} kg/qcm	Zugspannung σ_{bz} im untersten Rand kg/qcm	Elastische Durchbiegungen in der Mitte mm	Abstand der Nullinie vom oberen Rand cm	Eisenspannungen aus den Spannungsdiagrammen ermittelt σ_e kg/qcm	Neigung der Trägerachse am Auflager A γ Sekunden	Bemerkungen
1	3 230 (2 115)	1 077 (705)	21	6,1	7,9	—	22,2	—	2,1	—
2	3 730 (2 615)	1 243 (872)	24	7,0	8,7	—	24,0	—	6,0	—
3	5 030 (3 915)	1 677 (1 305)	33	9,4	11,4	0,01	22,0	—	14,5	—
4	6 280 (5 165)	2 093 (1 720)	39	11,6	14,6	0,02	22,6	—	21,5	—
5	7 530 (6 415)	2 510 (2 135)	49	13,6	17,9	0,08	22,8	—	33,7	—
6	8 730 (7 615)	2 910 (2 540)	58	15,7	21,1	0,13	22,8	—	40,7	—
7	9 980 (8 865)	3 327 (2 955)	65	17,6	17,6	0,18	25,6	—	50,1	—
8	11 230 (10 115)	3 743 (3 705)	75	20,5	22,2	0,23	24,0	—	58,1	—
9	12 480 (11 365)	4 160 (7 390)	86	23,8	28,4	0,31	23,6	—	68,0	$^1/_4$ Bruchlast
10	13 730 (12 615)	4 577 (4 205)	97	26,4	36,0	0,36	22,2	—	76,6	—
	Bei der ersten Versuchsreihe ergab sich									
	13 900 (12 785)	4 633 (4 262)	—	—	40,6	—	—	—	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist									
	13 815 (12 700)	4 605 (4 233)	—	—	38,3	—	—	—	—	—
11	14 980 (13 865)	4 993 (4 620)	117	31,2	—	0,42	21,0	1135	89,5	1. Riß
	Bei der ersten Versuchsreihe ergab sich als **Rißlast**									
	15 200 (14 085)	5 067 (4 695)	—	—	—	—	—	—	—	—
	Das **Mittel** aus beiden Reihen ist									
	15 090 (13 975)	**5 030** (4 657)	—	—	—	—	—	—	—	—
12	16 180 (15 065)	5 393 (5 020)	127	33,5	—	0,57	18,0	1200	105,7	$^1/_3$ Bruchlast
13	20 030 (18 915)	6 677 (6 305)	180	46,4	—	0,95	14,5	1420	173,0	—
14	25 080 (23 965)	8 360 (7 990)	242	61,4	—	1,50	12,8	1700	266,2	—
15	31 530 (30 415)	10 510 (10 135)	320	76,4	—	2,21	12,0	2070	372,8	—
16	37 930 (36 815)	12 643 (12 270)	—	—	—	3,06	—	2430	501,5	—
Bruch	51 900 (50 587)	17 300 (16 930)	—	110	—	—	—	3400	—	—
	Bei der ersten Versuchsreihe ergaben sich die Werte									
Bruch	49 300 (48 185)	16 433 (16 062)	—	118	—	—	—	3100	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist									
	50 600 (49 485)	**16 867** (16 496)	—	**114**	—	—	—	**3350**	—	—

Bei den Belastungsangaben bedeuten die eingeklammerten Werte die Belastungen ohne Eigengewicht. Die Spannungen sind für Gesamtbelastung, einschl. Eigengewicht, ermittelt.

Digitized by Google

Objekt I. T-Träger über 2 Stützen, frei beweglich gelagert.

Die Bestimmung der Normalspannungen im Beton und Eisen direkt aus den Messungen ist bereits gezeigt worden und in Fig. 93 (S. 267) dargestellt.

Zu bemerken wäre noch, daß sowohl bei der Ermittlung der Spannungen, als auch bei der Messung der Durchbiegungen nur die Differenzen zwi-

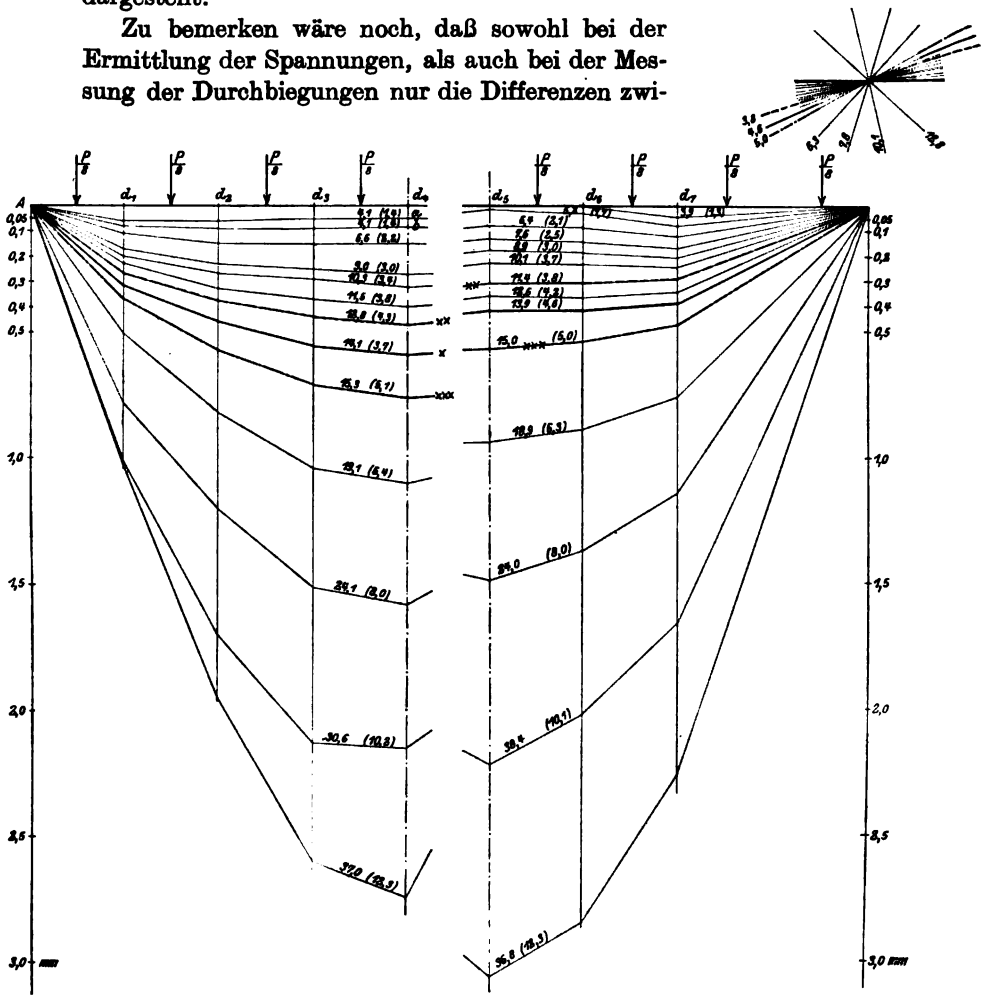


Fig. 153a. Darstellung der gemessenen Durchbiegungen und der Neigung der Balkenachse über dem Auflager.

schen den totalen und bleibenden in Betracht gezogen sind. Die Messung der Durchbiegungen bei der ersten und zweiten Versuchsreihe ist in Fig. 153a ersichtlich, ebenso die gemessenen Libellenausschläge, letztere in tausendfacher Vergrößerung. Da der Maßstab für die Längen

Digitized by Google

1:10 beträgt, der Maßstab für die Durchbiegungen 1:100, so ist es auf diese Weise möglich, die Ausschläge der Libellen mit den Durchbiegungslinien auf der Figur direkt zu vergleichen. Die gemessenen Neigungen der Balkenachse mit zunehmender Belastung, welche zum Vergleich mit den bei den späteren Objekten durchgeführten Messungen dienen, sind in der vorletzten Reihe in Zusammenstellung I ersichtlich.

Über das Auftreten und den Verlauf der Risse gibt Fig. 153b Aufschluß. Der Verlauf der Risse ist bei den Objekten I beider Versuchsreihen sehr regelmäßig. Wir ersehen aus Fig. 153b, daß die ersten Risse alle vertikal verlaufen, solange sie durch die Biegungsmomente hervorgerufen werden. Bei höheren Belastungen, bei denen sich der Einfluß der größeren Querkräfte bemerkbar macht, wo also in der Nähe der Auflager die schiefen Zugspannungen ihren größten Wert erreichen, äußert sich dies

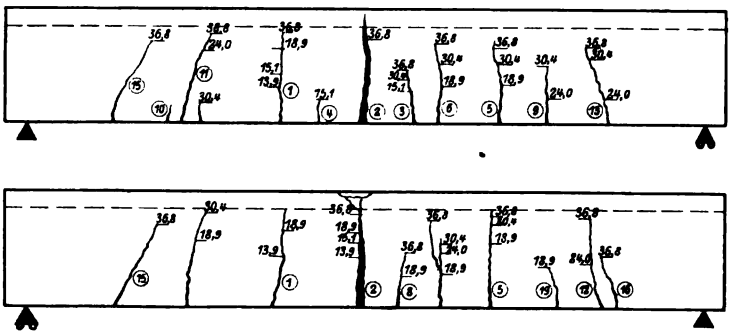


Fig. 153b. Träger auf 2 Stützen. Darstellung des Verlaufes der Rißbildung.

sofort in der Neigung der Risse, wie dies bei Riß (11), (13) und (15) deutlich zu ersehen ist. Die Neigung der Risse gegen die Balkenachse wird gegen das Auflager hin größer, entsprechend den größeren Querkräften.

Da gegen die Wirkung der schiefen Risse entsprechende Eiseneinlagen vorgesehen waren, und ferner der Probekörper derart entworfen wurde, daß der Bruch durch die Biegungsmomente herbeigeführt werden sollte, ist die Zahl der gegen die Auflager auftretenden schiefen Risse verhältnismäßig gering. Mit zunehmender Belastung trat auch eine sehr bald mit freiem Auge sichtbare Verlängerung und Erweiterung des Risses (2) ein, und an dieser Stelle erfolgte auch bei einer Belastung von 16,9 t lfdm (im Mittel) der Bruch.

Zu beachten ist bei den beiden Versuchsreihen das gleichmäßige Auftreten der Risse (bei Reihe 1 traten die ersten Risse bei einer Belastung von 5,07, bei der zweiten Versuchsreihe bei einer Belastung von 4,99 t auf) und der geringe Unterschied in den Bruchlasten (bei Reihe 1 trat der Bruch bei 16,4 t, und bei Reihe 2 bei 17,3 t pro lfdm auf). Es ist dies

Digitized by Google

auch ein Beweis für die gleichartige Herstellung und für die gleichmäßige Betonmischung.

Betrachtet man die bei verschiedenen charakteristischen Belastungen auftretenden Spannungen im Beton und Eisen, so wird man durch Vergleich der aus den Messungen direkt ermittelten Werte mit den aus der Rechnung sich ergebenden Zahlen gewisse Abweichungen finden, welche neuerdings zeigen, daß man bei Bearbeitung derartiger Versuche

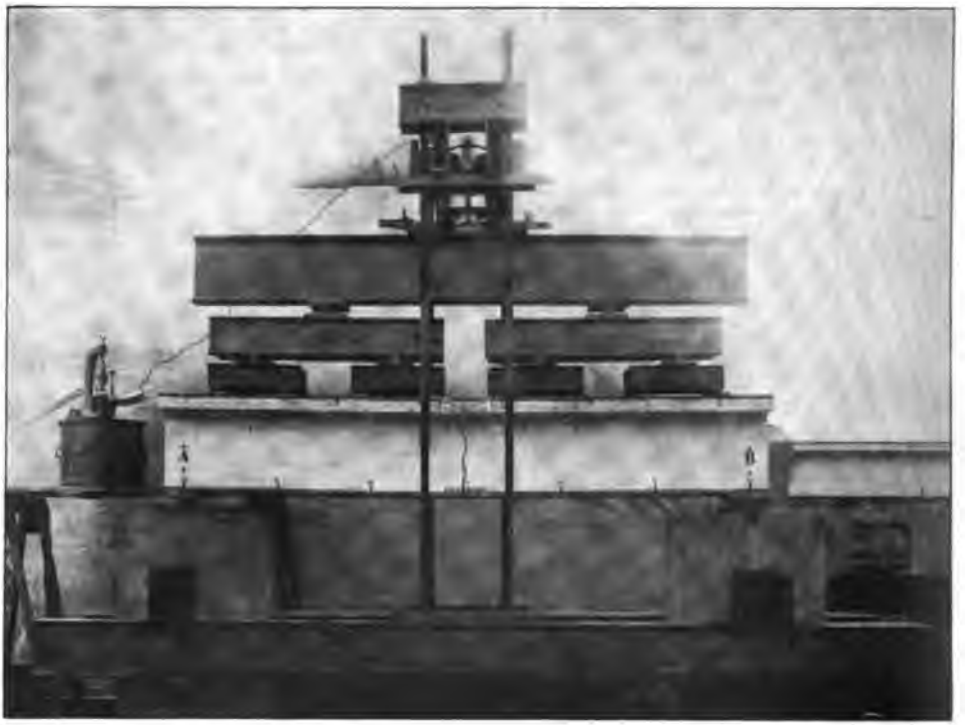


Fig. 153c. Bruchstadium bei dem Balken auf 2 Stützen (Objekt I, Reihe 2).

durch die Ermittlung der Spannungswerte nach einer der üblichen Rechnungsmethoden leicht zu Fehlschlüssen gelangen kann. Man ersieht ferner daraus, welchen Wert man den aus der Rechnung sich ergebenden Werten beizumessen hat.

Betrachten wir vorerst diejenige Belastung, welche zu dem Auftreten der Risse führt. Es ist dies in der Zusammenstellung I die unter 10 verzeichnete Laststufe, welche deshalb von Wichtigkeit ist, weil sie uns die aus der Messung sich ergebenden größten Zugspannungen im Beton angibt. Wir erhalten aus den gemessenen größten Verlängerungen des Betons einen Wert σ_{bz} von 38,3 kg/qcm.

Digitized by Google

Bei der Belastung von 15,9 t, bei welcher das erste Auftreten der Risse beobachtet wurde, ergibt sich nach der Berechnung unter der Annahme gradliniger Spannungsverteilung und Nichtberücksichtigung der Zugspannungen im Beton für die Randspannung im Beton auf Druck ein Wert σ_{bd} von 39,4, während man aus den Messungen einen Wert von 31,2 kg/qcm erhält. Für die Bruchlast 16,9 t/m ist die größte Druckspannung im Beton aus den Messungen mit 114 kg/qcm ermittelt worden, die Berechnungen ergeben 132 kg/qcm, also in beiden Fällen sind die gerechneten Werte für σ_{bd} größer, als die aus den Messungen direkt ermittelten.

Die mit Hilfe der Messungen ermittelten Spannungen im Eisen sind höher als die, welche sich aus der Berechnung ergeben. Die Differenz zwischen diesen beiden Werten wird aber geringer, je höher die Belastung ist.

Für die Bruchlast (50,6 t) zeigte sich sowohl aus den Messungsergebnissen, wie aus der Berechnung, daß das Eisen Spannungen von etwa 3400 kg/qcm erhält, daß also die Streckgrenze überschritten ist.

Von Interesse ist ferner die Größe der Schubspannungen im Beton τ, berechnet ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen; sie ergibt sich bei Objekt I für die höchste Belastung mit 26,4 kg/qcm. Hierbei ist aber zu beachten, daß die schiefen Risse am Auflager trotz dieser hohen Schubspannungen sehr fein waren und kaum bis an die Platte heranreichten, weil eine genügend große Zahl schräger Eisen vorhanden war.

Das mit $\mathfrak{M}$ bezeichnete größte Biegungsmoment beim Eintreten des Bruches ist aus den größten Spannungen im Eisen $\sigma_{e\max}$ und dem aus den Messungen abgeleiteten Abstand h_{ZD} der Mittelkräfte der Zug- und Druckspannungen (Z und D) berechnet worden.

Es ist

$$\mathfrak{M} = \sigma_{e\max} f_e h_{ZD} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Hierbei ist $f_e = 12{,}7$ qcm die Querschnittfläche der Eiseneinlagen,

und $\sigma_{e\max} = 3350$ kg/qcm.

Die Streckgrenze der Eiseneinlagen betrug, wie aus Versuchen ermittelt wurde, im Mittel 3000 kg/qcm; damit ist aber die obere Streckgrenze gemeint, diejenige Spannung, bei welcher der Beginn des Strekkens eintritt. Für die Ermittlung des Biegungsmomentes kurz vor dem Bruch kann daher $\sigma_e = 3350$ kg/qcm eingesetzt werden, was auch mit den aus den Versuchen direkt ermittelten Spannungen übereinstimmt.

h_{ZD} ist die Entfernung von D und Z unmittelbar vor dem Bruch, deren Größe bei höheren Belastungen der Abstand zwischen D und der Achse der Eiseneinlagen ist. Zur Ermittlung des Angriffspunktes von D war es notwendig, die wirkliche Lage der Nullinie x zu bestimmen. Die Messungen wurden nur bis zu der Belastung von 31,5 t vor-

Digitized by Google

genommen; dieser Belastung entsprach bei Objekt I ein $x = 12$ cm. Bei der Belastung von 36,8 t reichten die Risse 1 und 2 bis etwa 12 cm unterhalb Oberkante, so daß man, ohne einen großen Fehler zu machen, annehmen kann, daß kurz vor Eintreten des Bruches $x = 8$ cm betrug, also die Nullinie für diesen Fall mit der Unterkante der Platte zusammenfiel. Sonach ist, da der Abstand c der Eiseneinlagen von der Unterkante a nachträglich mit 2 cm ermittelt wurde,

$$h_{zD} = h - a - \frac{x}{3} = 50 - 2 - \frac{8}{3} = 45{,}3 \text{ cm}.$$

Mithin ist $\mathfrak{M} = 3350 \cdot 45{,}3 \cdot 12{,}7 = 19{,}3$ tm.

Das Biegungsmoment der äußeren Kräfte für den Bruch betrug:

$$M = \frac{Q\,l}{8} = \frac{51{,}7 \cdot 3}{8} = 19{,}38 \text{ tm}.$$

Hierbei ist für Q die aus den Versuchen ermittelte Bruchlast P von 50,6 t vermehrt um das Eigengewicht $G = 1120$ kg eingesetzt worden. $Q = G + P = 51{,}72$ t.

Man ersieht aus dem Vergleich des aus den Versuchen abgeleiteten Biegungsmomentes $\mathfrak{M}$ der inneren Kräfte mit dem aus der Bruchlast gerechneten Biegungsmoment M der äußeren Kräfte eine sehr gute Übereinstimmung, die noch deutlicher veranschaulicht wird, wenn aus der Gleichung

$$\frac{Q\,l}{\alpha} = \mathfrak{M} = 19{,}3 \text{ tm}$$

$\alpha = \frac{Q\,l}{\mathfrak{M}}$ ermittelt wird;

$$\alpha = \frac{51{,}7 \cdot 3}{19{,}3} = 8\,.$$

Auf diesen Koeffizienten α soll noch zurückgekommen werden.

Objekt II. Träger auf 3 Stützen, frei beweglich gelagert.

	1. Versuchsreihe:	2. Versuchsreihe:
Alter in Tagen	46	
Bruchlast Q in t/lfm	20,44	22,21
Mittel	20,95 t.	

Ganz andere Erscheinungen wie bei Objekt I, bei dem über den Verlauf der Rißbildung und die Brucherscheinungen nur dasjenige bestätigt wurde, was bereits aus früheren Versuchen bekannt war, treten bei der Riß- und der Bruchbildung von Objekt II, einem Träger auf 3 Stützen auf.

Digitized by Google

Der Verlauf der Rißbildung ist in den ersten Belastungsstadien ähnlich wie bei Objekt I. Bei einer Belastung von 4,66 t/lfdm im Mittel (bei der ersten Versuchsreihe 4,5, bei der zweiten Versuchsreihe 4,9 t/lfdm) traten die ersten Risse 1 und 2 im Felde AB auf; bei der Belastung 5,3 t/lfdm erschien Riß 3. Bei der nächst höheren Belastung 6,5 t/lfdm entstanden im rechten Feld die Risse 5, 7 und 8 und im linken Feld Riß 6, 9 und 10, wie sie auch in Fig. 154a eingezeichnet sind. Man ersieht dort auch, daß alle diese Risse senkrecht zur Balkenachse verlaufen, also nur auf die Überwindung der Normalspannungen infolge der positiven Feldmomente zurückzuführen sind.

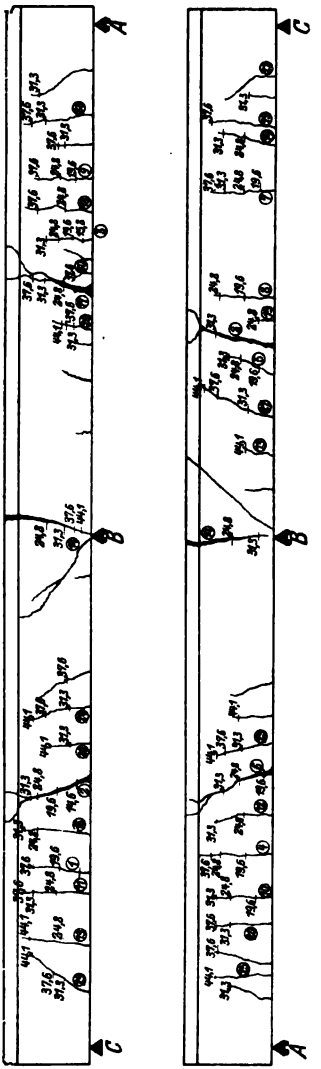


Fig. 154a. Aufnahme von der Entstehung und dem Verlauf der Risse bis zum Bruch.

Erst bei der Belastung von 8,3 t/lfdm entstand neben den Zugrissen 11 bis 17 der erste Riß 14, welcher von der Oberkante des Trägers nahezu senkrecht über dem mittleren Auflager nach unten ging, der auf die großen negativen Momente zurückzuführen ist. Der Grund, weshalb dieser Riß, der später zum Bruch führte, erst bei einer verhältnismäßig hohen Belastung auftrat, ist darin zu suchen, daß der auf Zug beanspruchte Betonquerschnitt wegen der mitwirkenden Platte viel größer ist, als der Zugquerschnitt an der Stelle der größten positiven Momente (siehe Fig. 154a und b).

Der Verlauf der nächsten Risse, die innerhalb der positiven Momente auftraten, bietet wenig Bemerkenswertes. Erst bei einer Belastung von 10,4 t/lfdm entstanden in der Nähe der Widerlager die ersten schiefen Risse, welche zeigten, daß die Schubfestigkeit des Betons bzw. die Zugfestigkeit in der Richtung der Hauptspannungen überschritten wurde. Der große schiefe Riß in der Nähe der Auflager ist ganz plötzlich bei einer Belastung aufgetreten, welche in der Nähe der Bruchlast lag.

Digitized by Google

Bei dieser Gelegenheit soll auf eine Erscheinung verwiesen werden, welche besondere Beachtung verdient. Bei der Versuchsreihe I waren die Widerlager aus Mauerwerk hergestellt worden. Bei den höheren Belastungen in der Nähe des Bruches trat im mittleren Widerlager ein ganz feiner Riß in einer vertikalen Fuge des Mauerwerkes auf. Trotzdem sich der Riß nur ganz wenig öffnete, brach bei Belastung von etwa 15 t/lfdm die auf dem Widerlager aufliegende gußeiserne Auflagerplatte

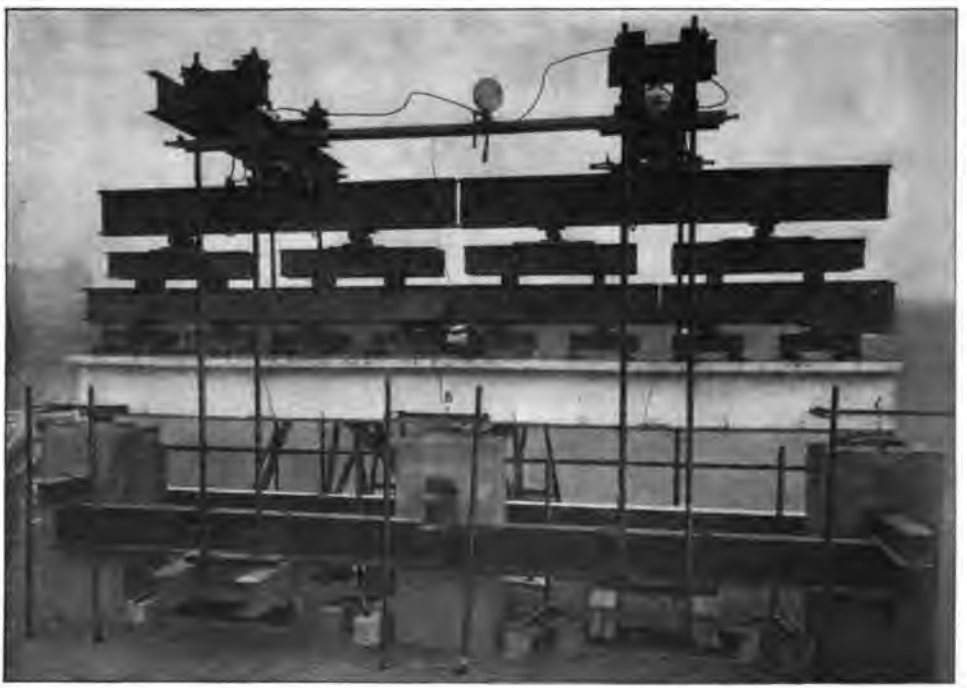


Fig. 154b. Träger auf 3 Stützen. Bruchbild bei der Höchstlast.

mitten entzwei. Die in der Platte durch die Nachgiebigkeit des Widerlagsmauerwerkes hervorgerufenen Biegungsspannungen hatten den Bruch der Platte herbeigeführt. Dadurch wurde die ganze Belastungsvorrichtung erschüttert — das Versuchsobjekt wurde jedoch nicht zerstört —, und der Versuch mußte unterbrochen werden. Nachdem die Widerlager verstärkt worden waren, konnte der Versuch bis zum Bruche fortgeführt werden, welcher bei einer Belastung von 20,1 t/lfdm eintrat.

Dieser unfreiwillige Versuch weist darauf hin, daß man in keinem Falle bei einer Auflagerung auf gewöhnlichem Mauerwerk mit einer vollen Einspannung rechnen darf,

Digitized by Google

selbst wenn alle sonstigen Bedingungen einer Einspannung erfüllt sind. Die Widerlager für die Objekte der zweiten Reihe wurden infolge dieser Erfahrungen aus einem mit Längseisen verstärkten guten Beton hergestellt.

Die Rißerscheinungen sind bei dem Objekt II der zweiten Reihe ganz ähnlich denjenigen der ersten Reihe. Der Bruch trat bei beiden durch Erweiterung und Verlängerung des über dem Auflager befindlichen Risses von oben nach unten hin ein, während die Risse in den beiden Feldern an der Stelle der größten positiven Momente sich gleichzeitig erweiterten. Im Stadium des Bruches selbst aber blieben die beiden letzten Risse unverändert, während der Riß über dem mittleren Auflager immer weiter klaffte, bis der Zusammenhang des Betonquerschnittes aufhörte.

Der Bruch trat bei Reihe II bei einer

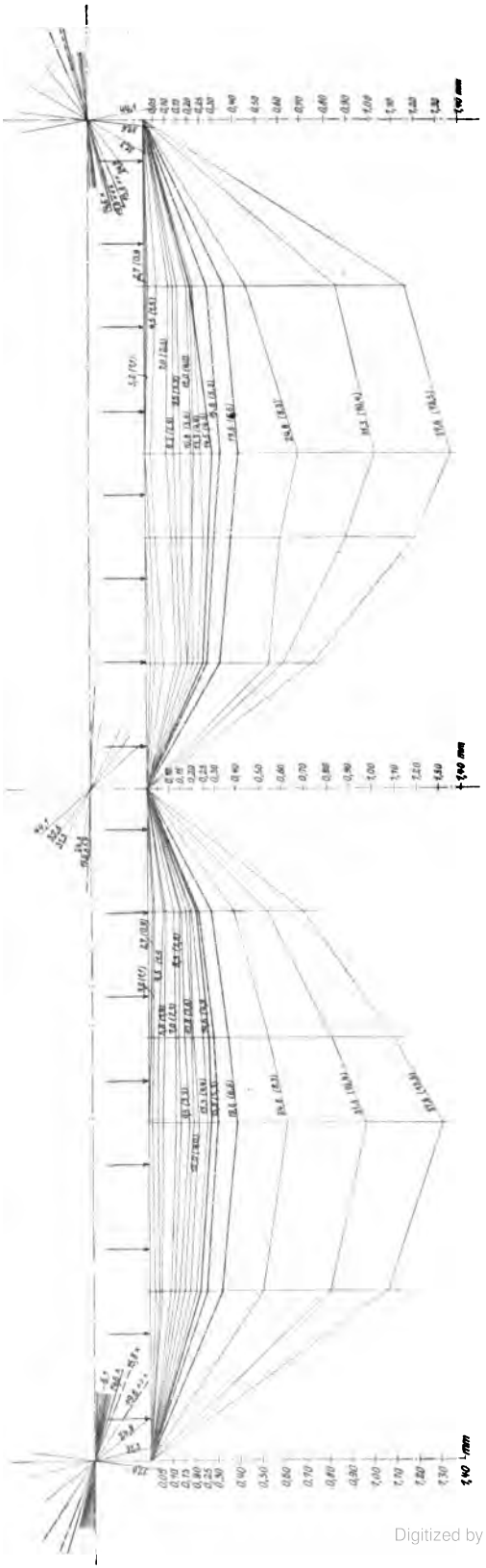


Fig. 154c. **Träger auf 3 Stützen.** Darstellung der gemessenen Durchbiegungen und Libellenablesungen.
——— Auftreten der 1. Risse, — — — — bei $^1/_4$ Bruchlast, — · — · — bei $^1/_2$ Bruchlast.

Digitized by Google

Belastung von 21,8 t/lfdm auf. Es ergibt sich gegen die Bruchbelastung des gleichen Objektes bei der ersten Reihe ein kleiner, wenn auch nicht wesentlicher Unterschied. Im Mittel ergibt sich sonach für den Träger auf 3 Stützen eine Bruchbelastung von 20,95 t/lfdm.

In Zusammenstellung II sind die gemessenen elastischen Durchbiegungen in der Mitte der beiden Felder eingetragen, ferner sind auch dort die aus den Libellenablesungen ermittelten Neigungen der Balkenachse über den Auflagern verzeichnet. Die zeichnerische Darstellung ist in Fig. 154c enthalten.

Aus dem Verlauf der Durchbiegungen zeigt sich, daß mit dem Auftreten des ersten Risses über dem mittleren Auflager die Durchbiegungen in den beiden Feldern stark zunehmen, daß ihre absoluten Werte aber kleiner sind als die Durchbiegungen des Trägers über zwei Stützen bei den gleichen Belastungen, was zu erwarten war. Die Messung der Neigung der Balkenachse über den Auflagern ist gleichfalls in Zusammenstellung II eingetragen. Es ergibt sich zwischen den Messungswerten über dem linken und rechten Auflager ein kleiner Unterschied, der kaum in Betracht kommt; im großen und ganzen zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung.

Ganz anders ist der Verlauf der gemessenen Neigungen über dem mittleren Auflager; sie beträgt beim ersten Auftreten der Risse an dieser Stelle bei einer Belastung von 8,2 t/lfdm nur 7,6 Sekunden, weniger als ein Zehntel der Neigung über den äußeren Auflagern. Erst nach dem Auftreten des Risses 14 über der mittleren Stütze ergibt diese Libellenablesung größere Werte, welche aber nicht mehr in Betracht gezogen werden können, weil sich nunmehr die Lage der Libelle verschiebt, deren Befestigungspunkt nicht mehr senkrecht über dem Auflager ist. Man ersieht aus den Libellenablesungen, daß bis zu dem Auftreten der ersten Risse die Neigung der Balkenachse über dem mittleren Auflager sehr gering, praktisch nicht viel von Null verschieden ist, was auf eine vollkommene Einspannung hinweist. Diese wird auch durch die gemessenen Durchbiegungen zum Teil bestätigt.

Der Bruch ist, wie aus den Fig. 154a und b deutlich hervorgeht, durch Überschreiten der Streckgrenze der oberen Eiseneinlagen fast senkrecht über dem mittleren Auflager eingetreten.

Bestimmt man nach dem früher Gesagten das Moment über der mittleren Stütze $\mathfrak{M}_B = \sigma_{e\max} f_e h_{ZD}$, indem man für $\sigma_e = 3350$ kg/qcm $f_e = 12{,}7$ qcm (über dem mittleren Auflager war derselbe Eisenquerschnitt vorgesehen wie in Feldmitte) und für $h_{ZD} = h - a - \frac{x}{3}$ $= 50 - 3 - \frac{9}{3} = 44$ einsetzt. (Kurz vor dem Eintreten des Bruches wird x, der Abstand der Nullinie von der Unterkante, mit 9 cm angenommen.)

Digitized by Google

Zusammenstellung II.

Nr.	Feldbelastung P, einschl. Ausgangslast kg	Belastung pro lfdm kg	Neigung der Balkenachse am linken Auflager Sekunden	Neigung der Balkenachse am mittleren Auflager Sekunden	Neigung der Trägerachse am rechten Auflager Sekunden	Elastische Durchbiegungen in der Mitte des linken Feldes mm	Elastische Durchbiegungen in der Mitte des rechten Feldes mm
1	2 710	903	3,65	0,5	4,0	0,00	0,00
2	3 210	1 070	5,15	0,5	5,45	0,01	0,00
3	4 510	1 503	9,4	1,8	14,6	0,04	0,02
4	5 760	1 920	16,8	2,5	17,9	0,06	0,06
5	7 030	2 343	22,7	3,5	21,6	0,11	0,09
6	8 260	2 753	28,6	2,65	25,2	0,14	0,13
7	9 530	3 177	34,5	4,4	27,1	0,18	0,16
8	10 810	3 603	39,2	3,9	45,7	0,20	0,21
9	12 030	4 010	43,7	4,5	51,9	0,22	0,22
10	13 310	4 437	48,7	4,7	55,7	0,26	0,25
11	14 560[1])	4 853	49,9	5,45	52,7	0,28	0,30
	Bei der ersten Versuchsreihe ergab sich als Rißlast						
	13 390[1])	4 463	—	—	—	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist						
	13 975[1])	4 568	—	—	—	—	—
12	15 800[2])	5 267	60,5	6,45	60,1	—	—
13	19 630[2])	6 543	77,1	7,6	81,9	0,31	0,34
14	24 760[4])	8 253	121,4	32,25	134,8	0,39	0,42
15	31 270	10 423	187,7	95,2	214,6	0,62	0,69
16	37 620	12 540	274,5	129,6	300,2	0,99	1,05
17	44 060	14 687	350,4	174,1	359,4	1,33	1,38
Bruch	65 510	21 837	—	—	—	—	—
	Bei der ersten Versuchsreihe ergaben sich die Werte						
Bruch	60 190	20 063	—	—	—	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist						
	62 850	20 950	—	—	—	—	—

Es ist sonach $\mathfrak{M}_B = 3350 \cdot 12{,}7 \cdot 44 = 18{,}7$ tm.

Das Moment der äußeren Kräfte ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$M = \frac{Q\,l}{\alpha}.$$

Soll $M = \mathfrak{M}_B$ sein, so ergibt sich

$$\alpha = \frac{Q\,l}{\mathfrak{M}_B}.$$

---

[1]) 1. Riß.

[2]) $^1/_4$ Bruchlast.

[3]) $^1/_3$ Bruchlast.

[4]) 1. Riß über der Stütze. Das Eigengewicht des Balkens beträgt pro Feld 1120 kg.

Digitized by Google

Für Reihe 1 ergibt sich bei einer Höchstlast $P = 60{,}19$ t, bei Berücksichtigung des Eigengewichtes die Bruchlast $Q = 61{,}31$ t.

$$\alpha_1 = \frac{61{,}31 \cdot 3}{18{,}7} = 9{,}8\,.$$

Für Reihe 2 ist, da $Q = 66{,}63$ t, α im Mittel etwa 10

$$\alpha_2 = \frac{66{,}63 \cdot 3}{18{,}7} = 10{,}6;$$

Objekt III, ⊤-Träger auf 4 Stützen, frei beweglich gelagert.

	I. Versuchsreihe:	II. Versuchsreihe:
Alter in Tagen	48	46
Bruchlast in t/lfdm	18,14	19,04
im Mittel	18,6 t	

Objekt III war ein Plattenbalken auf 4 Stützen, dessen Querschnittsabmessungen denen der anderen Probekörper entsprachen. Die 3 Feldweiten betrugen je 3,0 m.

Belastet wurden die beiden Endfelder, um den Einfluß derselben auf die im unbelasteten Mittelfeld auftretenden negativen Momente zu prüfen und die Bruchursachen für diese ungünstige Belastung zu studieren.

Beobachtet wurden:

Die Durchbiegungen des Balkens, sowie die Einsenkung der Auflager mittels Zeigerapparate, die Längenänderungen in Mitte des Mittelfeldes mittels Spiegelapparate, endlich die Neigung der Balkenachse über den Auflagern mittels Libellen.

Es wurde in Belastungsstufen von 0,4 t/lfdm wie bei den anderen Objekten vorgegangen.

Bei Reihe I wurde der erste Riß als ganz feiner Kantenriß bei einer Belastung von 3,6 t/lfdm in Mitte des linken Endfeldes auf der Vorderseite beobachtet, doch wurde er erst bei 5,4 t/lfdm deutlicher und griff auch auf die andere Seite über. Bei dieser Belastung entstand auch der erste Riß im rechten Endfeld. Bei der folgenden Stufe mehrten sich die Risse.

Bei 8,4 t/lfdm bildeten sich gleichzeitig drei Risse im unbelasteten Mittelfeld in der Platte.

Bei 12,9 t/lfdm wurde ein Riß in der Platte nächst Auflager *B* bemerkt.

Es wurden nunmehr die Spiegelapparate und Libellen abgenommen, da die eintretenden großen Ausschläge eine zuverlässige Ablesung nicht mehr ermöglichten.

Bei einer Belastung von 15,0 t/lfdm entstand der erste schiefe Riß am Endauflager *D*. Bei dieser Belastung wurden die letzten Zeiger-

Digitized by Google

ablesungen gemacht und sodann auch diese Apparate weggenommen, um sie beim Eintreten des Bruches nicht zu gefährden. Dieser erfolgte schließlich bei einer Belastung von 17,8 t/lfdm in der Mitte des linken Endfeldes.

Bei der zweiten Reihe wurde der erste Riß bei 4,0 t/lfdm bemerkt (I. R.: 3,6 t/m) genau in der Mitte des rechten Endfeldes; ihm folgten bei den nächsten Belastungsstufen weitere Risse in beiden Endfeldern.

Erst bei 8,3 t/m (I. R.: 8,4 t/m) bildeten sich Risse in der Platte des unbelasteten Mittelfeldes, von denen sich aber einer sehr bald zu erweitern begann. Bei 12,5 t/m wurden die letzten Ablesungen gemacht.

Der Bruch erfolgte bei 18,7 t/m Belastung derart, daß sich zwei Risse in den Endfeldern stark erweiterten und bis in die Platte hineinreichten, der große Riß 12 führte den Bruch herbei (siehe Fig. 155a).

Auch bei diesen Versuchen zeigte sich, daß die Risse in Feldmitte senkrecht verliefen, während sie nach den Auflagern zu, wo große Schubkräfte wirkten, immer mehr geneigt wurden. Im unbelasteten Mittelfeld, wo das negative Biegungsmoment gleichblieb, verliefen die Risse über die ganze Feldweite hin senkrecht zur Trägerachse. Aus der Rißbildung bei den Auflagern *B* und *C* geht hervor, daß eine Verschiebung des Momentennullpunktes gegen die Mitte des belasteten Feldes hin erfolgt ist. Wie aus Fig. 155a hervorgeht, waren die Risse im unbelasteten Mittelfeld sehr groß und hätten zweifellos zum Bruch geführt, wenn nicht oben entsprechende Eiseneinlagen vorhanden gewesen wären.

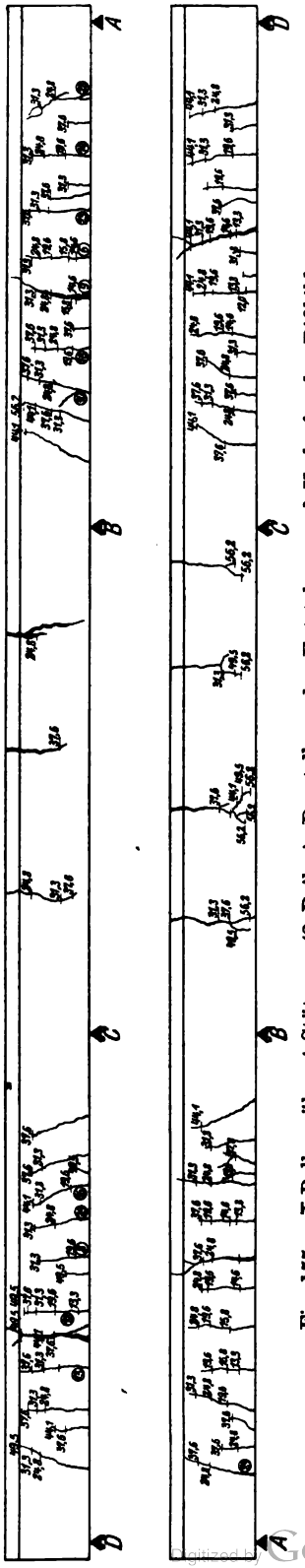


Fig. 155a. T-Balken über 4 Stützen. (2. Reihe.) Darstellung des Entstehens und Verlaufes der Rißbildung.

Digitized by Google

Die Messungsergebnisse sind aus Zusammenstellung III zu ersehen.

Zusammenstellung III.

Nr.	Feldbelastung, P einschließl. Ausgangslast (900 kg) und Aufbau (590 kg) kg	Belastung pro lfd. m kg	Elastische Verkürzung in der untersten Faser (Balkenmitte) $^1/_{1000}$ mm/lfdm	Druckspannung in der untersten Faser (Balkenmitte) σ_{bd} kg/qcm	Elastische Durchbiegungen in Feldmitte des linken Endfeldes mm	Mittelfeldes mm	rechten Feldes mm	Neigung der Trägerachse am Auflager A Sek.	B Sek.	D Sek.	Abstand der Nullinie von Oberkante Balken x cm
1	2 150	717	5,0	1,5	0,01	0,00	0,00	5,6	1,9	3,9	33,10
2	2 850	950	8,0	2,2	0,02	0,00	0,00	9,7	3,4	7,6	28,20
3	4 200	1 400	10,1	2,9	0,08	0,01	0,02	17,6	8,0	15,2	28,90
4	5 500	1 833	—	—	0,14	0,02	0,07	24,2	12,8	22,5	—
5	6 850	2 283	20	5,7	0,19	0,02	0,12	30,6	16,6	30,1	23,60
6	8 150	2 717	—	—	0,24	0,02	0,15	40,0	22,5	40,8	—
7	9 500	3 167	29,6	8,7	0,28	0,02	0,24	46,8	35,6	48,3	23,20
8	10 800[1])	3 600	34,9	10,3	0,32	0,03	0,26	55,9	39,5	53,1	22,60
	Bei der zweiten Versuchsreihe ergab sich als Rißlast										
	12 030[1])	4 010	—	15,6	—	—	—	—	—	—	—
	Als Mittel aus beiden Reihen										
	11 415[1])	3 805	—	13,0	—	—	—	—	—	—	—
9	12 100	4 033	39,2	11,4	0,39	0,04	0,27	77,7	44,8	60,4	22,10
10	13 400[2])	4 467	44,7	13,0	0,41	0,04	0,34	88,3	50,2	63,8	21,50
11	14 750	4 917	52,2	—	0,46	0,04	0,40	104,6	56,9	73,7	22,50
12	16 100[3])	5 367	60,4	17,4	0,58	0,05	0,46	111,0	54,3	81,9	22,10
	20 000	6 667	76,0	21,7	0,73	0,09	0,65	162,9	82,2	136,1	—
13	25 300[4])	8 433	106,5	30,2	1,09	0,26	1,08	252,0	152,8	231,7	—
14	31 900	10 633	134,5	36,9	1,70	0,62	1,52	—	254,8	—	—
15	38 550	12 850	161,5	44,2	—	1,35	2,45	536,5	342,7	565,3	—
16	45 100	15 033	—	—	—	1,72	2,95	—	—	—	—
Bruch	53 300	17 767	—	76,2	—	—	—	—	—	—	—
	Bei der zweiten Versuchsreihe ergaben sich die Werte										
Bruch	56 210	18 737	—	115,8	—	—	—	—	—	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist										
	54 755	18 252	—	96,0	—	—	—	—	—	—	—

NB. Die Spannungen sind für Gesamtbelastung, einschließlich Eigengewicht (d. i. 1115 kg pro Feld) ermittelt.

Die Messungen der Längenänderungen wurde im unbelasteten Mittelfeld vorgenommen, damit mit möglichster Genauigkeit die durch die negativen Momente hervorgerufenen Normalspannungen ermittelt werden könnten. Diese Messungen erfolgten in der Mitte des unbelasteten Feldes bei gleichbleibendem Moment und ergaben nicht nur die Lage der Nullinie, sondern auch die größten Spannungen im Beton und

[1]) 1. Riß im Endfeld.
[2]) $^1/_4$ Bruchlast.
[3]) $^1/_3$ Bruchlast.
[4]) 1. Riß im Mittelfeld.

Digitized by Google

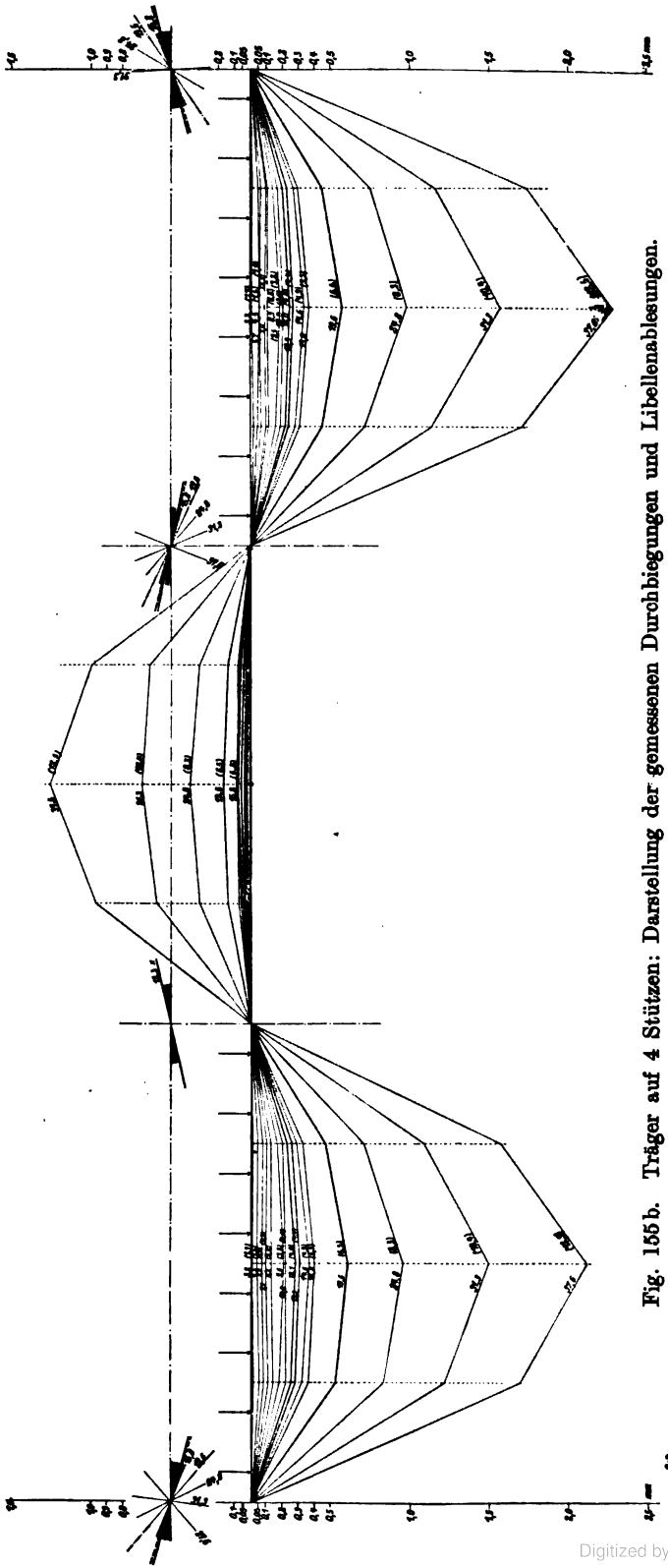


Fig. 155 b. Träger auf 4 Stützen: Darstellung der gemessenen Durchbiegungen und Libellenablesungen.

Digitized by Google

Eisen, welche in der besprochenen Weise aus den Längenänderungen mit Hilfe der Elastizitätsmessungen bestimmt wurden. Bei den Messungen bei Reihe II wurden auf der Druckseite des Mittelfeldes an 4 Stellen des Querschnittes Spiegelmessungen vorgenommen, zur genauen Ermittlung der Lage der Nullinie (siehe Fig. 152b).

Die Messung der Durchbiegungen und der Neigungen der Balkenachse sind in der Zusammenstellung III enthalten und in Fig. 155b dargestellt. Aus den Zusammenstellungen ersieht man, daß die Durchbiegungen in den beiden Endfeldern größer sind als bei dem Träger auf 3 Stützen, aber kleiner als bei 2 Stützen. Die Durchbiegungen im Mittelfeld sind negativ, also nach oben gerichtet, wie zu erwarten war. Im Anfang sind sie sehr klein, beim Auftreten der Risse im Mittelfeld werden sie aber plötzlich größer. Vor dem Bruche bei einer Belastung von 15 t/lfdm betragen die Zahlenwerte für die Durchbiegungen im Mittelfelde nach oben etwas mehr als die Hälfte der Durchbiegungen in den äußeren Feldern. Ermittelt man nach dem früher Gesagten das Moment $\mathfrak{M}_1$ an der Bruchstelle, welche nach Fig. 155b 1,2 m vom Auflager A entfernt ist, so ergibt sich, wenn für $\mathfrak{M}_I$ unter den bereits bei dem Träger auf 2 Stützen besprochenen Annahmen 18,4 tm ermittelt wird, aus der Gleichung $\frac{Q\,l}{\alpha} = \mathfrak{M}_1$; $\alpha = 9{,}0$, wobei $Q = 55{,}35$ t (Bruchlast einschließlich Eigengewicht) eingesetzt wurde.

Es war beabsichtigt, mit Hilfe der Messungen im unbelasteten Feld die dort auftretenden größten negativen Momente zu bestimmen, dies war jedoch nur bis etwa $^1/_3$ der Bruchlast möglich, da die Messungen nur soweit geführt wurden; nachher mußten die Apparate abgenommen werden, weil keine genauen Ablesungen mehr möglich waren. Es soll für die Belastung $P = 16{,}1$ t (5,4 t/lfdm) die Lage der Nullinie und die entsprechenden Spannungen im Beton und im Eisen angegeben werden, ebenso das Moment $\mathfrak{M}$ der inneren Kräfte. Die Lage der Nullinie ergab sich mit 27,9 cm von Unrterkante entfernt; die größte Druckspannung im Beton in der Unterkante mit 17,4 kg/qcm. Da noch keine Risse in der Platte vorhanden waren, sind die ermittelten Spannungen in den oberen Eisen ohne Belang. Das Moment der inneren Kräfte ergab sich nach der bereits mehrmals angewendeten Methode mit $\mathfrak{M}_2 = -2387$ kgm.

Objekt IIIa, ⊤-Träger über 3 Felder, in fester Verbindung mit den Stützen.

	I. Versuchsreihe:	II. Versuchsreihe:
Alter in Tagen	53	50
Bruchlast in t lfdm	24,64	26,44
im Mittel	25,54 t	

Digitized by Google

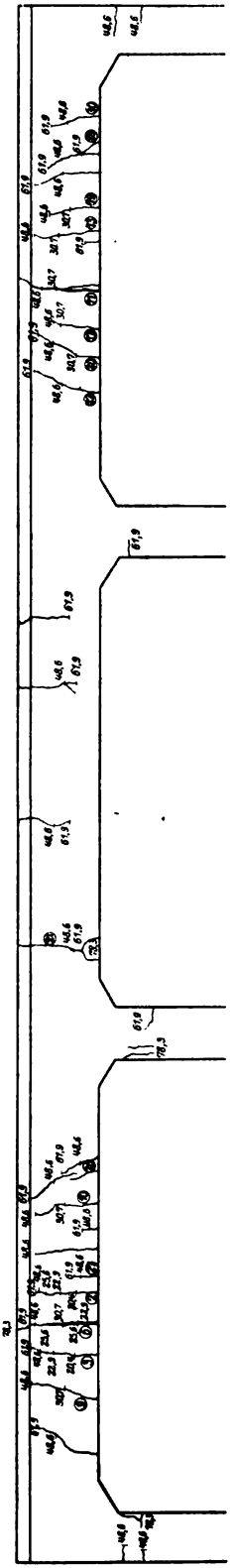


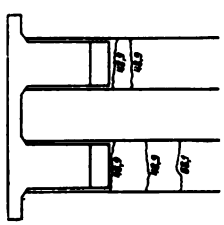
Fig. 156a. Objekt IIIa: (2. Reihe.) Darstellung des Auftretens und Verlaufes der Risse.

Objekt IIIa stellt ein Bauwerk dar, wie es häufig im Eisenbetonbau vorkommt, einen Träger über 3 Feldern in fester Verbindung mit den Stützen in einem Abstand von je 3,0 m zwischen Stützenmitten. Die Eckverbindungen waren jedoch nicht in der sonst bei Rahmen üblichen Weise bewehrt, sondern es gingen bloß die Längseisen der Stütze bis in den Balken geradlinig durch, so daß die Ecke nicht als vollkommen steif anzusehen ist. Die Balken waren in durchaus ähnlicher Weise ausgebildet wie bei Objekt III. Nach unten waren die 3,50 m hohen Stützen in einer der ganzen Länge nach auf dem Boden aufruhenden Rippenplatte eingespannt. Die ganze Konstruktion war doppelt ausgebildet, symmetrisch zu einer Mittelebene in der Längsrichtung, um eine größere Quersteifigkeit zu erzielen, und ein Ausknicken der Stützen nach der Querrichtung zu verhüten.

Die Belastung war wie bei Objekt III, nur über die beiden Endfelder. Beobachtet wurden:

Die Längenänderungen im Mittelfeld mittels Spiegelapparate,
die Durchbiegungen der Balken und Stützen mittels Zeiger- und Schieberapparate,
die Neigung der Biegungslinie sowohl der Balken wie der Stützen mittels Libellen.

Im übrigen geht die Anordnung der Feinmeßapparate aus Fig. 152c hervor; bei der zweiten Reihe wurden zur Messung der seitlichen Ausbiegungen der Stützen nur Zeiger- und Schieberapparate verwendet und nicht wie bei Reihe I auch Spiegelapparate. Es wäre wünschenswert gewesen, noch mehr Durchbiegungsmesser am unteren Ende der Säulen anzubringen, um vor allem auch den Wendepunkt der Biegungslinie derselben genau festzustellen. Leider konnte das nicht ermöglicht werden, weil das Ablesen an den Zeigerapparaten wegen der Höhe der Säule sehr schwierig war.



Digitized by Google

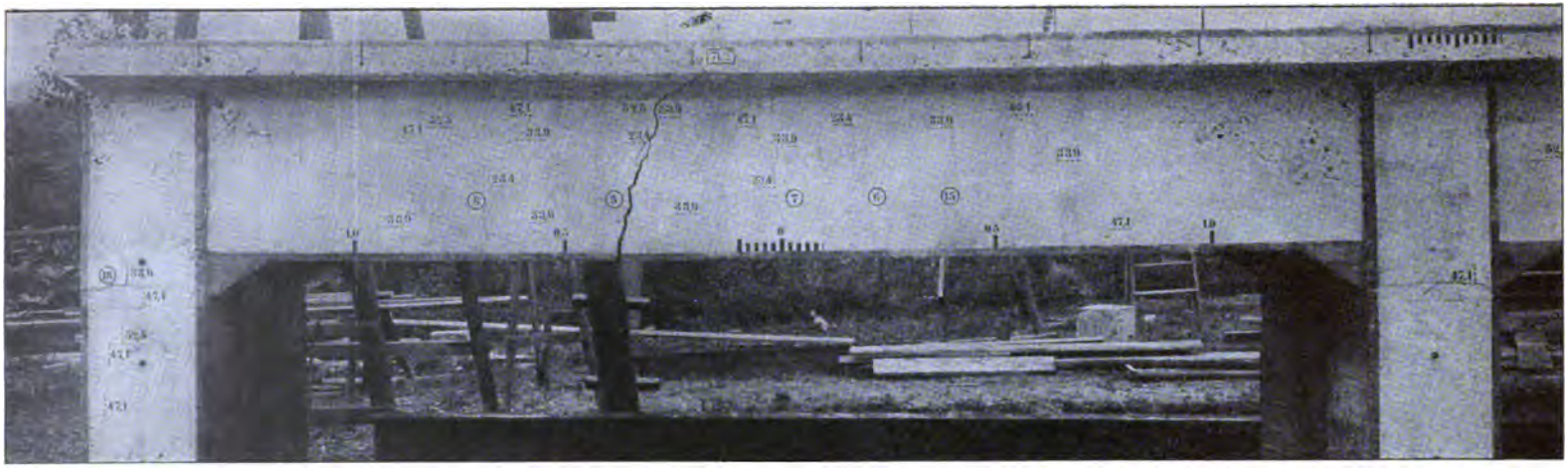


Fig. 156b.

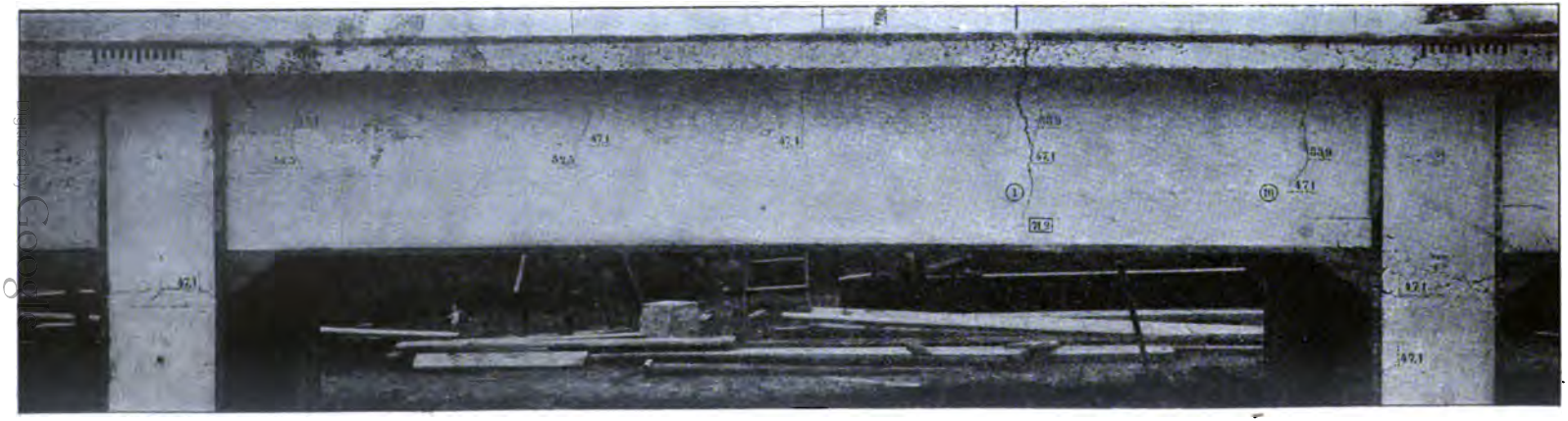


Fig. 156c.

Digitized by Google

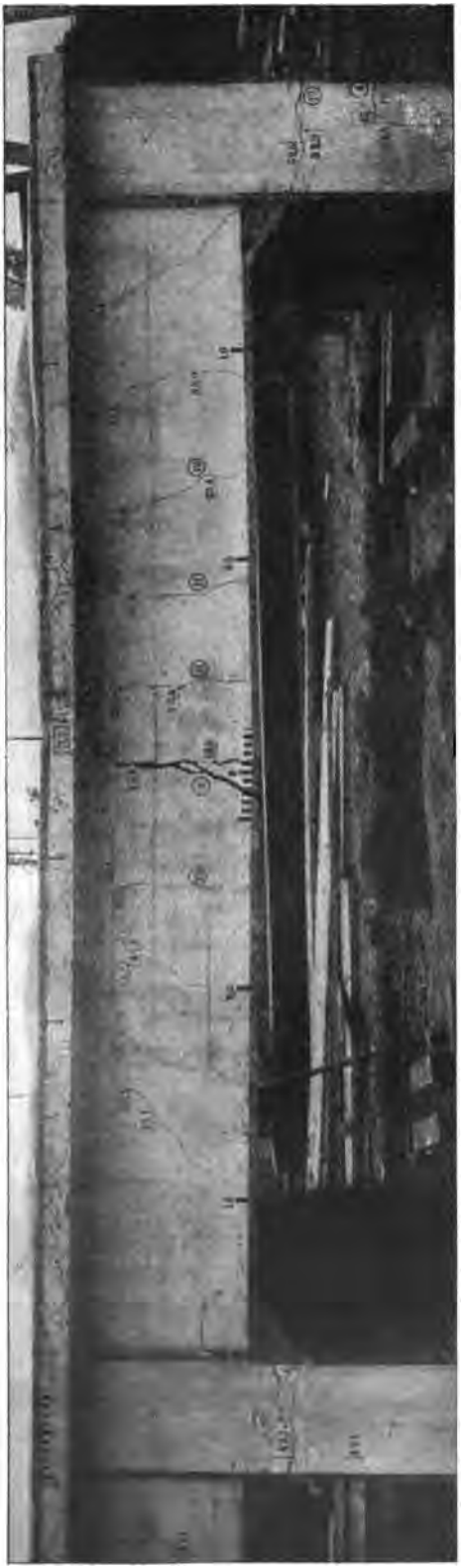


Fig. 156b bis d. Objekt IIIa: (1. Reihe.) Vergrößerte Aufnahme vor der Riß- und Bruchbildung. Fig. 156d.

Bei der zweiten Versuchsreihe wurde in Stufen von 0,8 t/lfdm belastet. Bei einer Last von 6,8 t/m erschienen die drei ersten Risse ungefähr in der Mitte des linken Endfeldes, denen bei der nächsten Laststufe Risse im rechten Feld folgten. Vergleicht man diese Rißlast mit derjenigen für den Balken auf 4 Stützen mit freier Auflagerung (3,8 t/m im Mittel), so ergibt sich, daß sie beim Objekt IIIa viel höher ist, was auf die durch die teilweise Einspannung des Balkens an den Stützen hervorgerufenen kleineren Feldmomente zurückzuführen ist. Aus dem gleichen Grunde entstanden die ersten Risse im Mittelfelde infolge der negativen Momente erst bei einer Belastung von 16,2 t/m (Objekt III: 8,4 t/m). Bei der folgenden Laststufe von 20,6 t/m wurden übereinstimmend an den Außenseiten der beiden Endstützen je zwei Risse entdeckt, und zwar der eine genau in der Höhe, wo die Verstärkung der Stütze durch die Voute aufhört, der andere etwa 10 cm darunter. Sie

Digitized by Google

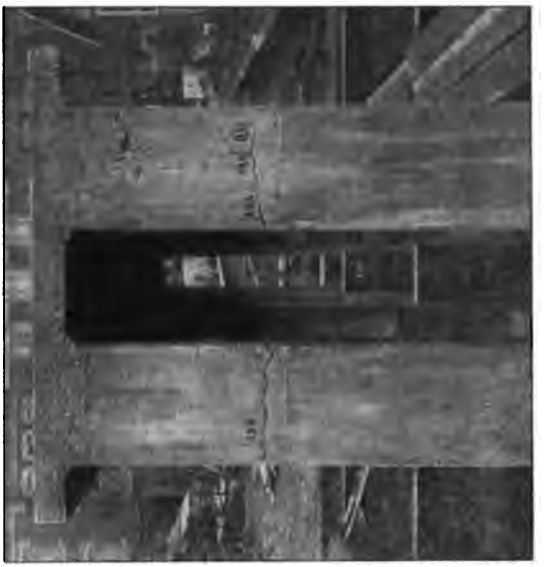


Fig. 156f.

Fig. 156e.

Fig. 156e u. f. Objekt IIIa: Abbildung der in den Stützen auftretenden Risse.

reichten ungefähr bis zur Mittellinie der Stütze.

Bei der nächsten Stufe von 24,8 t/m bildeten sich auch Risse an den Mittelstützen, und zwar auf der dem Mittelfeld zugekehrten Seite (der Zugseite der auf Biegung beanspruchten Stützen) etwas unterhalb der Voute. Es wurden nunmehr die Apparate abgenommen.

Der Bruch erfolgte bei 26,1 t/lfdm derart, daß sich Riß ⑥ in Mitte des linken Endfeldes (siehe Fig. 156b) stark zu erweitern begann; im rechten Endfeld öffneten sich die Risse nur wenig. An den Stützen des linken Endfeldes zeigten sich beim Bruch an der Innenseite in der Druckzone, in gleicher Höhe, in welcher schon früher Zugrisse bemerkt worden waren, Kantenrisse, die auf eine Zerstörung des Betons zurückzuführen sind. Ein nachträgliches Absuchen des Fußes der Stützen nach Rissen ergab, daß sich an den Innenflächen beider Endstützen in Höhe des Vouten-

Digitized by Google

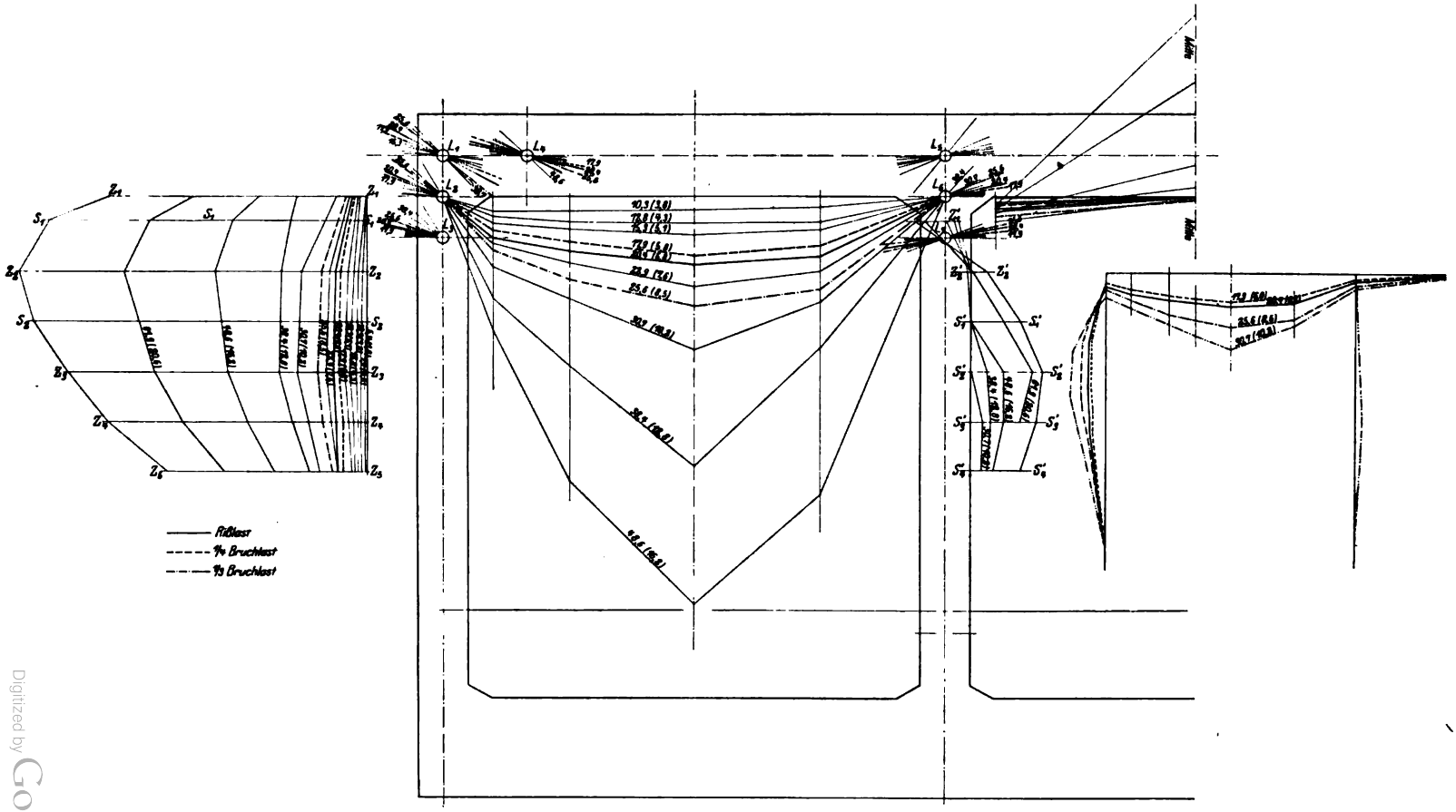


Fig. 156g. Objekt IIIa: Darstellung der gemessenen Durchbiegungen, der Neigung der Balkenachse und der Ausbauchung der Stützen.

Digitized by Google

ansatzes je ein kleiner Riß infolge des Einspannungsmomentes gebildet hatte. An den Mittelstützen wurden unten keine Risse bemerkt, doch ist damit noch nicht gesagt, daß sich dort überhaupt keine gebildet hatten, da das Absuchen in unbelastetem Zustande vorgenommen wurde, bei welchem sich schon vorhandene Risse vielfach wieder schließen.

Bei der ersten Versuchsreihe betrugen die Laststufen 0,9 t/lfdm. Der erste Riß entstand in der Platte im Mittelfeld bei einer Belastung von 0,8 t/lfdm, während bei 5,7 t/m der erste Riß in der Mitte des rechten Endfeldes, sowie in der angrenzenden Endstütze beobachtet wurde. Es folgten dann weitere Risse in beiden Endfeldern. Dabei zeigte sich, durchaus im Einklang mit dem Verlauf der Momentenlinie, daß sich die Risse mehr nach den Endstützen zu erstrecken, wo auch die Biegungsmomente am größten waren. Die Ablesungen wurden bis zu einer Belastung von 11,8 t/m fortgesetzt.

Bei 16,2 t/m öffneten sich zwei Risse in den Endfeldern stark, die Risse an den Stützen liefen vollständig durch. Der Bruch erfolgte bei 24,3 t/m; die beiden Risse in den Endfeldern reichten hierbei bis in die Platte. In der linken Hälfte des Mittelfeldes hatte sich ein Riß gebildet, der bis weit hinunter reichte und sich mehrfach verästelte. Auffallend ist nicht nur die bei Objekt III schon hervorgehobene Verschiebung der Momentennullpunkte in den Endfeldern gegen die Endauflager zu, sondern auch das Auftreten einer größeren Anzahl schiefer Risse, was auf die größeren Querkräfte zurückzuführen ist.

Die Messungsergebnisse sind aus Zusammenstellung IIIa zu ersehen, dort sind auch die elastischen Durchbiegungen und die Libellenablesungen eingetragen, welche auch in Fig. 156g zeichnerisch dargestellt sind.

Bei einem Bruchmoment der inneren Kräfte (wie bei Objekt III) $\mathfrak{M}_I = 18{,}4$ t/m ergibt sich, wenn für die Bruchlast $Q = P + G = 72765$ kg (im Mittel aus zwei Versuchen) + 1120 = 73,885 t eingesetzt wird, aus der Gleichung

$$\mathfrak{M}_I = \frac{Q\,l}{\alpha}; \quad \alpha = \frac{73{,}885 \cdot 3}{18{,}4} = 12.$$

Vergleicht man die Werte der gemessenen Durchbiegungen mit denjenigen bei Objekt III, so wird man finden, daß die absoluten Zahlenwerte kleiner sind, was auf eine starke Einspannung schließen läßt. Die Zahlenwerte der Durchbiegungen des unbelasteten, mittleren Feldes sind in der Nähe der Bruchlasten etwa $^1/_3$ der positiven, nach unten gerichteten Durchbiegungen der belasteten äußeren Felder.

Die Libellen wurden bei Objekt IIIa nicht nur zur Ermittlung der Neigung der Balkenachse verwendet, wie bei den früheren Objekten, sondern auch zur Bestimmung der Neigung des Krümmungsradius der

Digitized by Google

Zusammenstellung IIIa.

Nr.	Feldbelastung P pro Balken einschl. Ausgangslast (3000 kg) und Aufbau (900 kg)	Belastung pro lfdm	Elastische Verkürzung am unteren Rande in Feldmitte	Druckspannung in Feldmitte σ_{bd}	Libellenablesungen						Elastische Durchbiegungen des Balkens in Feldmitte des		
					Libelle 1	Libelle 2	Libelle 3	Libelle 4	Libelle 5	Libelle 6	linken Endfeldes	Mittelfeldes	rechten Endfeldes
	kg	kg	$^1/_{1000}$ mm/lfdm	kg/qcm	Sekunden	Sekunden	Sekunden	Sekunden	Sekunden	Sekunden	mm	mm	mm
1	5 400	1 800	15,3	4,2	19,0	9,9	6,3	6,6	6,1	5,0	0,03	0,00	0,05
2	7 925	2 642	23,0	6,4	9,9	18,1	11,5	14,6	12,9	9,4	0,00	0,00	0,09
3	10 350	3 450	28,5	7,9	43,7	12,8	17,8	22,5	19,3	18,4	0,08	0,00	0,14
4	12 850	4 283	36,5	10,2	42,7	43,7	24,6	26,7	26,9	18,5	0,16	0,00	0,18
5	15 350	5 117	42,5	11,6	59,8	53,1	30,9	29,1	34,5	22,7	0,23	0,00	0,22
6	17 900[1])	5 967	49,5	13,6	77,3	62,1	37,1	38,4	34,0	21,3	0,36	0,00	0,27
7	20 425[2])	6 808	56,0	15,1	98,6	75,3	46,7	47,0	46,9	32,8	0,41	0,00	0,30
	Bei der ersten Versuchsreihe war die Rißlast												
	13 365[1])	4 788	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist												
	17 395[1])	5 798	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	22 950	7 650	62,0	16,9	96,5	90,4	56,2	54,7	—	38,0	0,54	0,00	0,35
9	25 575[3])	8 525	71,0	19,4	137,5	106,6	66,1	67,0	61,5	39,9	0,66	0,02	0,39
10	30 675	10 225	84,5	23,2	152,3	137,2	81,2	94,0	82,8	47,0	0,92	0,01	0,56
11	38 375	12 792	114,5	30,7	167,0	148,1	83,0	98,5	94,4	60,0	0,97	—0,05	0,94
12	48 650	16 217	153,5	40,7	257,0	220,7	108,8	153,5	170,5	74,1	1,61	—0,19	1,51
13	61 875	20 625	208,5	54,1	372,8	368,0	156,8	243,5	287,3	160,9	2,44	—0,69	2,29
14	74 325	24 775	233,5	60,1	537,0	499,3	209,4	349,6	426,6	205,5	3,28	—1,10	3,20
Bruch	78 350	26 117	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Bei der ersten Versuchsreihe war die Bruchlast												
Bruch	72 765	24 255	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist												
	75 560	**25 184**	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Die Spannungen sind für Gesamtbelastung, einschl. Eigengewicht ermittelt.

[1]) 1. Riß.
[2]) $^1/_4$ Bruchlast.
[3]) $^1/_3$ Bruchlast.

Digitized by Google

ausgebauchten Stützen. Letzteres wurde mit Hilfe der Libellen L_2 L_3 L_6 L_7 vorgenommen und diente auch zur Überprüfung, nach welcher Richtung die Durchbiegung der Stützen erfolgte.

Aus den Libellenablesungen läßt sich vorerst entnehmen, daß die Neigung der Balkenachse bei der gleichen Belastung geringer ist, wie bei Objekt III, was gleichfalls auf einen höheren Grad von Einspannung schließen läßt. Vergleicht man ferner die Ablesungen der Libelle L_1 über der äußeren Stütze mit denjenigen der Libelle L_4 über der zweiten Stütze, so sieht man, daß die gemessenen Neigungen hier kleiner sind wie bei der ersteren. Die anderen Libellenablesungen entsprechen den Krümmungen der ausgebauchten Stützen.

Objekt IV, ⊤-Träger über 5 ungleichen Feldern, frei beweglich gelagert.

	I. Versuchsreihe:	II. Versuchsreihe:
Alter in Tagen	46	45
Bruchlast in t/lfdm	13,44	17,54

Objekt IV stellt einen Plattenbalken auf 6 Stützen dar. Bei den 5 Feldern betrugen die Spannweiten im Mittelfeld 4,0 m, in den Endfeldern 3,0 m, in den beiden übrigen Feldern 2,5 m. Der Querschnitt war der gleiche wie bei dem ersten Objekt.

Es wurden nur die beiden äußeren sowie das Mittelfeld belastet, und zwar derart, daß sich in den ungleich großen Feldern doch die gleiche Belastung pro lfd. Meter ergab; es sollte der Einfluß derselben auf die in den unbelasteten Feldern entstehenden negativen Biegungsmomente und die Bruchursachen geklärt werden. Es wurde in annähernd gleichen Laststufen vorgegangen.

Beobachtet wurden:

Die Durchbiegungen des Trägers sowie die Einsenkungen der Auflager mittels Zeigerapparaten.

Die Längenänderungen des Betons im Mittelfelde mittels Spiegelapparate.

Die Neigung der Balkenachse an den Auflagern mittels Libellen.

Bei Reihe II ging die Bildung der Risse in durchaus normaler Weise vor sich. Der erste Riß entstand im Mittelfeld etwa 30 cm seitlich von Feldmitte bei einer Belastung von 4,6 t/lfdm, dem bei den nächsten Laststufen weitere Risse folgten, so daß sie schließlich sehr gleichmäßig über die ganze Feldweite verteilt waren (siehe Fig. 157a).

Die ersten Risse in den Endfeldern entstanden bei 6,8 t/m Belastung, und zwar mehrere zugleich in der Nähe der Feldmitte. Gleichzeitig wurden auch die ersten Risse in der Platte infolge der negativen Momente beobachtet, in den unbelasteten Feldern in der Nähe der Auf-

Digitized by Google

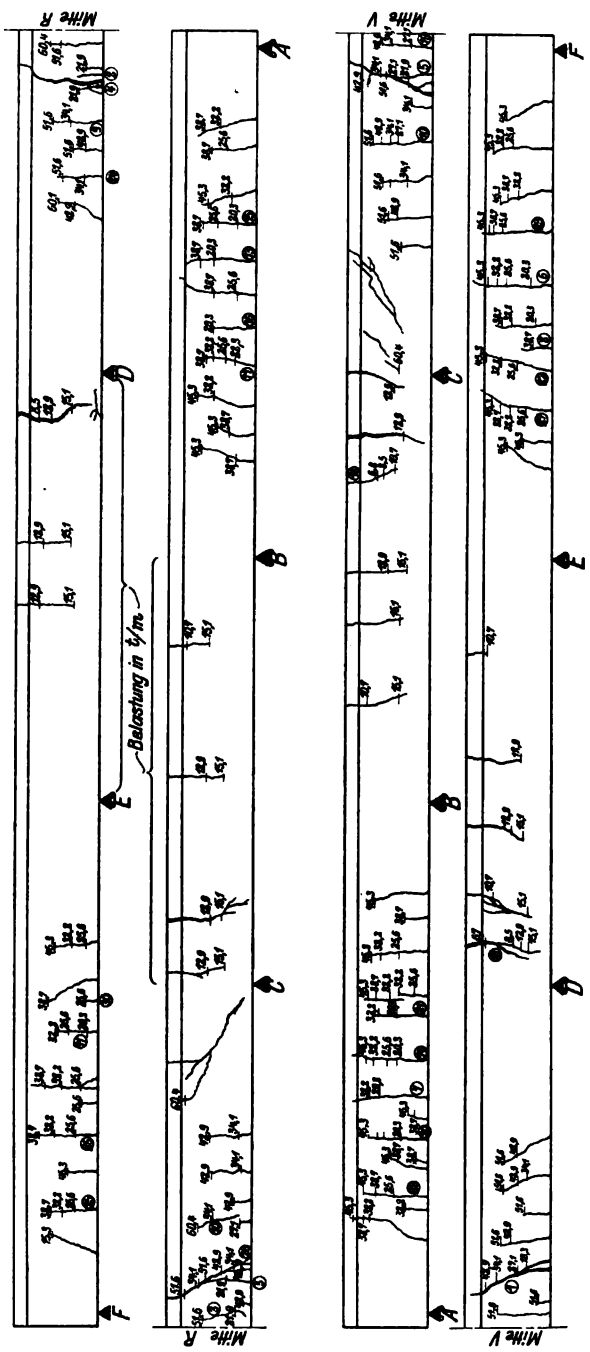


Fig. 157a. Objekt IV: (2. Reihe.) Darstellung der Risse.

Digitized by Google

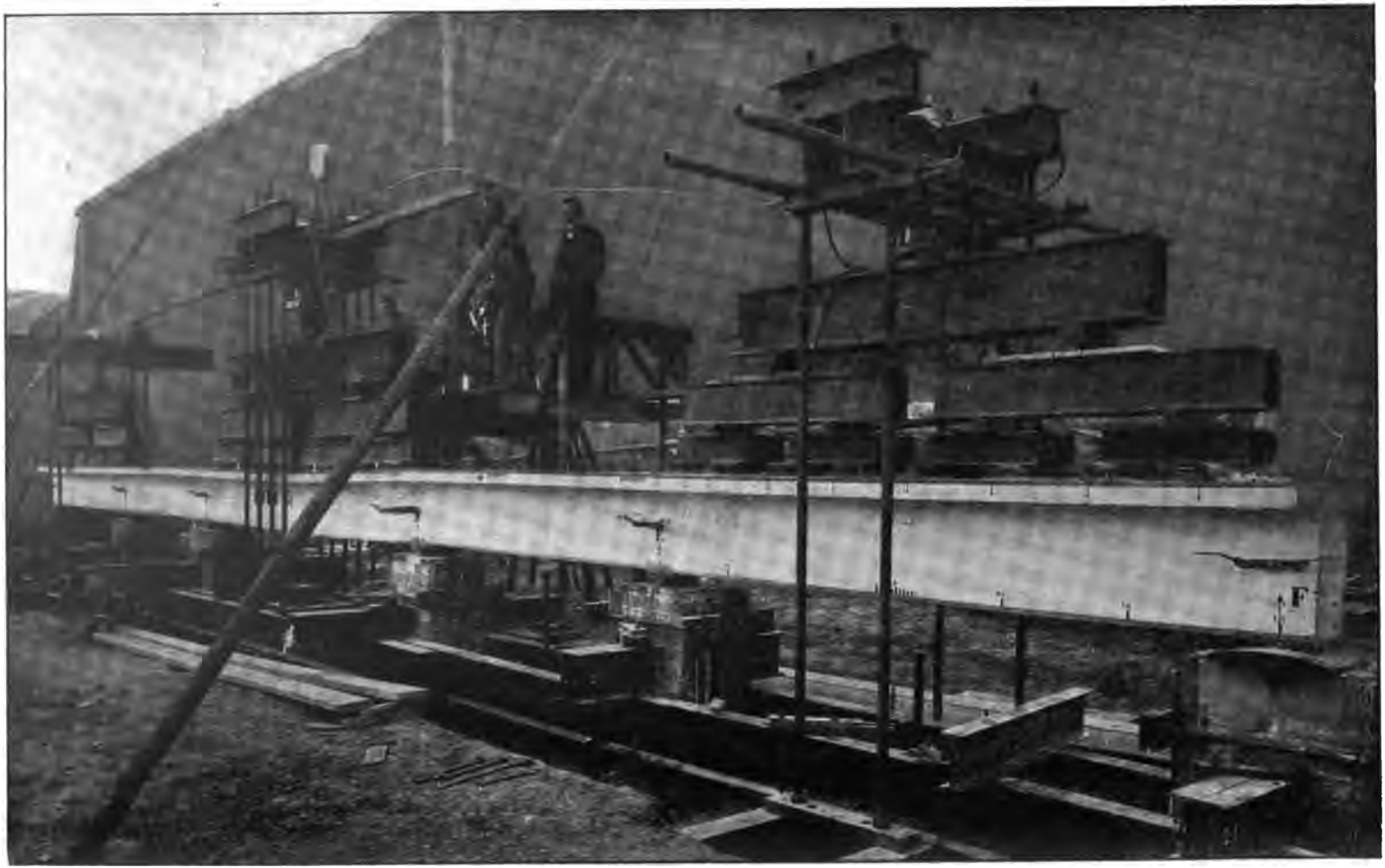


Fig. 157b. Objekt IV: T-Träger über 5 ungleiche Felder. Aufnahme nach Beendigung der Messungen, vor Eintreten des Bruches.

Digitized by Google

lager des Mittelfeldes. Der Verlauf der Risse in den unbelasteten Feldern zeigt mit zunehmender Belastung eine Verlängerung und Erweiterung der Risse (siehe Riß 16, Fig. 157a) entsprechend den größeren negativen Momenten nach der Berechnung für durchlaufende Träger. Diese Wirkung der Kontinuität kommt aber besonders in Fig. 157b zum Ausdruck, welche eine Aufnahme nach vollendetem Versuch darstellt; sie läßt mit freiem Auge den Verlauf der Durchbiegungen verfolgen. Schiefe Risse wurden erst bei einer Belastung von 15,1 t/m bemerkt im Mittelfeld in der Nähe der Auflager. Sie verliefen annähernd unter 45°, nahezu senkrecht zu den hier hochgezogenen Eiseneinlagen und verzweigten sich oft. Sie klafften am meisten in der Nähe der Nullinie und verengten sich dann allmählich nach beiden Seiten. Vielfach wurde auch beobachtet, daß anfängliche Schubrisse nach der Unter- bzw. Oberkante des Balkens zu in Zugrisse übergingen und infolgedessen ihre Richtung änderten. Im übrigen geben die Fig. 157a bis c über die weiteren Risse Aufschluß. Bei Betrachtung von Fig. 157a fällt wieder auf, daß, während in Feldmitte die Risse senkrecht verlaufen, sie nach den Auflagern

Fig. 157c. Objekt IV: Vergrößerte Aufnahme von der Rißbildung in einem unbelasteten Feld.

Digitized by Google

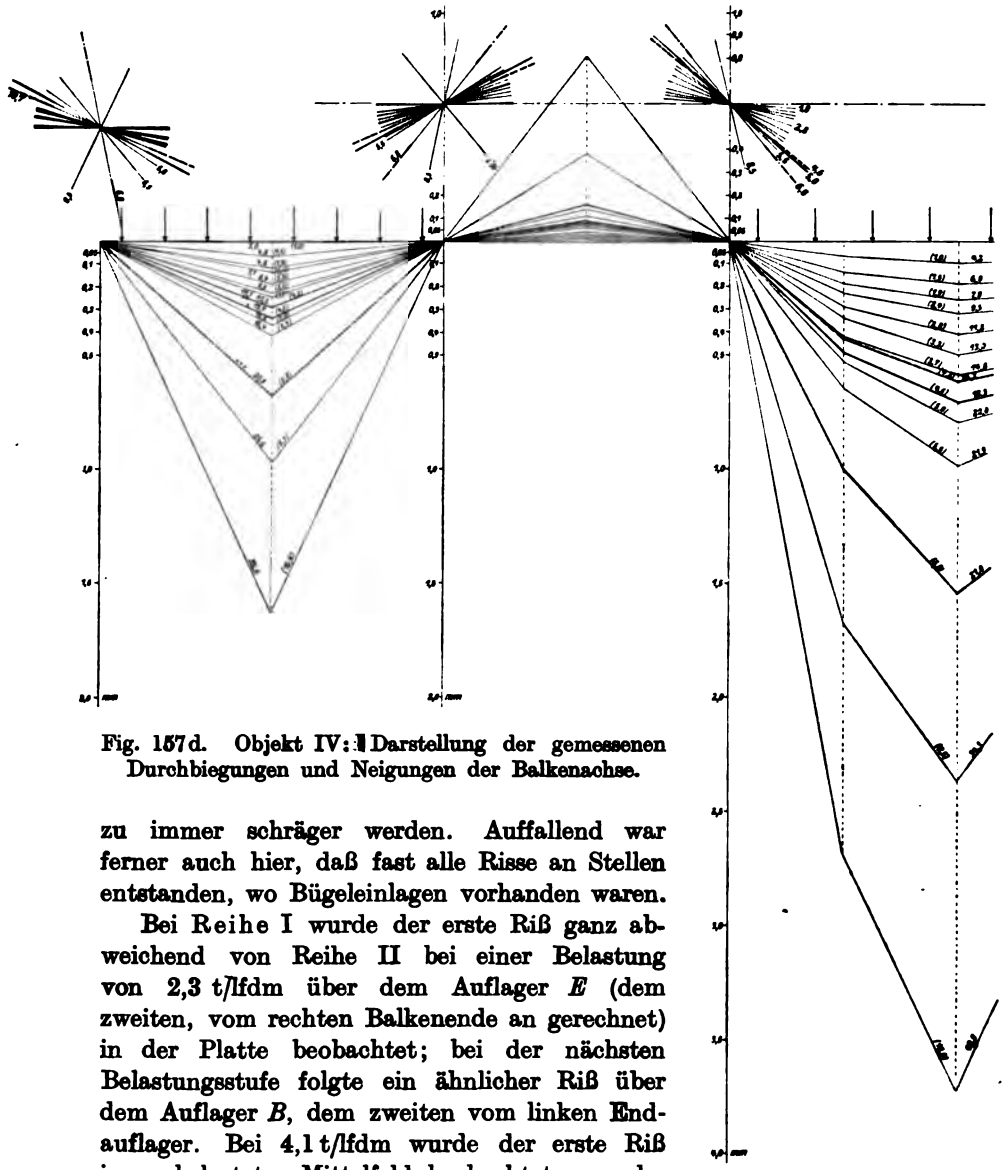


Fig. 157d. Objekt IV: Darstellung der gemessenen Durchbiegungen und Neigungen der Balkenachse.

zu immer schräger werden. Auffallend war ferner auch hier, daß fast alle Risse an Stellen entstanden, wo Bügeleinlagen vorhanden waren.

Bei Reihe I wurde der erste Riß ganz abweichend von Reihe II bei einer Belastung von 2,3 t/lfdm über dem Auflager *E* (dem zweiten, vom rechten Balkenende an gerechnet) in der Platte beobachtet; bei der nächsten Belastungsstufe folgte ein ähnlicher Riß über dem Auflager *B*, dem zweiten vom linken Endauflager. Bei 4,1 t/lfdm wurde der erste Riß im unbelasteten Mittelfeld beobachtet, was der Rißlast der zweiten Reihe sehr gut entspricht. Dieses frühzeitige Auftreten der Risse über den Auflagern läßt sich aus einer Einsenkung der benachbarten Auflager erklären. Es wurde ferner beobachtet, daß beim Entstehen der ersten Risse im Mittelfeld sich die Risse über den Auflagern wieder nahezu schlossen.

Digitized by Google

Zusammenstellung IV.

Nummer	Feldbelastung einschl. Ausgangslast (1200 bzw. 900 kg) und Aufbau (1200 bzw. 900 kg) im Mittelfeld bzw. Endfeld P kg	Belastung pro lfdm. kg	Elastische Verkürzung in der obersten Faser (Balkenmitte) $^1/_{1000}$ mm	Druckspannung σ_d am oberen Rande (Balkenmitte, Feld III) kg/qcm	Zugspannung σ_z am unteren Rande (Balkenmitte) kg/qcm	Eisenspannung σ_e aus den Schaulinien abgeleitet kg/qcm	Abstand der Nullinie von Oberkante Balken cm	Neigung der Trägerachse: Auflager A Sek.	Auflager B Sek.	Auflager C Sek.	Auflager D Sek.	Auflager E Sek.	Auflager F Sek.	Elastische Durchbiegungen in der Mitte des: linken Endfeldes mm	linken unbelasteten Feldes mm	Mittelfeldes mm	rechten unbelasteten Feldes mm	rechten Endfeldes mm
1	3 333 bzw. 2 500	833	24,7	7,1	10,8	—	20,8	2,1	2,3	4,8	3,8	2,6	3,4	0,01	−0,01	0,05	0,00	0,02
2	4 200 „ 3 150	1 050	27,7	8,0	12,7	—	20,8	2,5	1,7	8,8	7,5	4,0	6,3	0,01	−0,01	0,10	0,00	0,03
3	5 960 „ 4 470	1 490	35,2	10,0	14,9	—	24,0	17,1	12,0	16,8	14,3	9,0	13,8	0,07	−0,02	0,19	0,00	0,08
4	7 760 „ 5 820	1 940	46,7	13,2	18,0	—	23,4	25,8	18,1	23,3	19,3	14,1	28,2	0,12	−0,03	0,26	0,01	0,11
5	9 468 „ 7 101	2 367	50,5	14,3	22,1	—	23,4	24,9	24,0	30,6	25,4	18,8	34,0	0,14	−0,04	0,32	0,00	0,15
6	11 240 „ 8 430	2 810	60,5	17,3	25,9	—	23,4	18,3	30,5	36,6	37,2	21,4	34,2	0,19	−0,06	0,41	−0,01	0,19
7	13 080 „ 9 810	3 270	68,8	19,0	28,0	—	23,4	27,0	30,2	45,1	49,8	25,9	35,1	0,23	−0,07	0,50	−0,02	0,22
8	14 820 „ 11 115	3 705	80,0	22,3	—	—	22,4	50,6	36,9	52,8	59,0	28,9	43,1	0,25	−0,08	0,59	−0,02	0,25
9	16 040[1]) „ 12 030	4 010	83,2	23,4	—	—	21,8	62,7	42,8	61,8	63,7	35,2	51,2	0,29	−0,09	0,62	−0,03	0,29
10	18 266[2]) „ 13 700	4 567	94,1	26,1	—	802	22,2	—	49,0	—	—	41,9	56,9	0,34	−0,11	0,71	−0,04	0,32
	Bei der ersten Versuchsreihe war die Rißlast																	
	9 530[1]) bzw. 6 840	2 280	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	20 080 „ 15 060	5 020	106,8	29,3	—	887	22,0	—	53,4	—	—	46,5	63,1	0,37	−0,11	0,80	−0,05	0,37
12	21 866 „ 16 400	5 467	128	34,6	—	1060	18,6	90,2	59,4	—	—	51,0	71,2	0,42	−0,14	0,99	−0,07	0,42
13	27 066[3]) „ 20 300	6 767	169	44,6	—	1530	16,8	140,8	92,0	—	—	88,0	116,2	0,68	−0,16	1,55	−0,12	0,60
14	34 133 „ 25 600	8 533	221	57,6	—	1740	15,0	204,2	139,6	—	—	122,0	183,0	0,97	−0,38	2,37	−0,27	0,97
15	42 933 „ 32 200	10 733	313	79,3	—	2460	13,2	364,8	232,3	—	—	224,0	305,0	1,63	−0,81	3,72	−0,71	1,55
Bruch	68 800 „ 52 000	17 270	—	140,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Bei der ersten Versuchsreihe war die Bruchlast																	
Bruch	**51 720** bzw. 40 100	**13 367**	—	131,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Das Mittel aus beiden Reihen ist																	
	60 260 bzw. 46 050	**15 350**	—	135,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Die Spannungen sind für Gesamtbelastung einschl. Eigengewicht ermittelt; die Ablesungen an den Libellen A und F sind nicht verläßlich.

[1]) 1. Riß. [2]) $^1/_4$ Bruchlast. [3]) $^1/_3$ Bruchlast.

Digitized by Google

Die ersten Risse in den Endfeldern wurden festgestellt bei 6,7 t/lfdm (Reihe II bei 6,8 t/lfdm). Auch hier entstand ein schiefer Riß im Mittelfeld in der Nähe der Auflager bei 12,8 t/lfdm Belastung.

Der Bruch bei Reihe I erfolgte derart, daß Riß ⑥ im Mittelfeld zu klaffen begann und gleichzeitig zwei in den unbelasteten Feldern in der Nähe der Mittelauflager gelegene Risse in der Platte sich stark erweiterten. Bei Reihe II ging der Bruch in ähnlicher Weise vor sich, nur daß sich im Mittelfeld statt des einen zwei klaffende Risse gebildet hatten, die vollkommen symmetrisch zur Mittellinie gelegen waren und auch symmetrisch mit einer konkaven Neigung zueinander verliefen. Überhaupt ist, wie aus Fig. 157a zu ersehen, das vollkommen symmetrische Verhalten der beiden Trägerhälften in bezug auf die Rißbildung bemerkenswert.

Die Bruchlast betrug bei Reihe I 13,1 t/lfdm, bei Reihe II 17,2 t/lfdm. Die große Differenz erklärt sich daraus, daß bei der ersten Reihe der Verlauf des Versuchs durch die Nachgiebigkeit der Mauerwerkspfeiler stark beeinflußt wurde.

Die Ergebnisse der vorgenommenen Messungen sind aus Zusammenstellung IV zu ersehen. Die hier eingetragenen elastischen Durchbiegungen und Libellenablesungen sind in Fig. 157d dargestellt. Sie zeigen die bereits erwähnten Erscheinungen. Aus den Elastizitätsmessungen folgt, daß die höchste gemessene Zugspannung im Beton 28,0 kg/qcm betrug. Sie ergab sich bei einer Belastung von 3,3 t/m.

Beim Bruch ergaben sich im Beton Druckspannungen von 135,6 kg/qcm (im Mittel aus beiden Reihen), im Eisen Zugspannungen über 3200 kg/qcm, womit erwiesen ist, daß das Eisen die Streckgrenze überschritten hat.

Nach dem früher Gesagten wurde ermittelt: $\mathfrak{M}_{III} = 19{,}3$ t/m.

Aus der Gleichung $\frac{Ql}{\alpha} = \mathfrak{M}_{III}$ ergibt sich

$$\text{bei Reihe I } \alpha_1 = \frac{52{,}84 \cdot 4}{19{,}3} = 11,$$

$$\text{bei Reihe II } \alpha_2 = \frac{69{,}920 \cdot 4}{19{,}3} = 14{,}5.$$

Als zuverlässig kann man nur $\alpha_2 = 14{,}5$ annehmen.

Ausarbeitung der Versuchsergebnisse und Schlußfolgerungen.

Bei der Aufstellung des Versuchsplanes lag das Bestreben vor, mit Hilfe dieser Untersuchungen auf verschiedenen Wegen den Grad der Einspannung über den Stützen zu prüfen und die Frage zu studieren, wie weit die Berechnung nach der Theorie der durchlaufenden Träger auf Eisenbetonkonstruktionen anwendbar ist.

Digitized by Google

Die Wege, welche zur Lösung dieser Fragen eingeschlagen wurden, sind verschiedenartig. In erster Linie dient hierfür die Ermittlung der maximalen Momente auf dem Versuchswege und deren Vergleich mit den aus der Theorie ermittelten. Ein anderer Weg war die Heranziehung der Durchbiegungsmessungen und schließlich die Ermittlung der Neigungen der Balkenachse über den Auflagern.

Was die Durchbiegungen anbelangt, so wäre vorerst zu bemerken, daß die Berechnung ihrer absoluten Werte sich bei Eisenbetonkonstruktionen bekanntlich nicht in einwandfreier Weise durchführen läßt. Der absolute Wert der Durchbiegungen kann daher auch nicht zur Beurteilung der Güte von Eisenbetonkonstruktionen herangezogen werden. Wohl aber läßt sich aus dem Verhältnis der Durchbiegung des Trägers auf zwei Stützen zu den Durchbiegungen der Träger über mehrere Stützen ein Schluß auf den Grad der Einspannung ableiten.

Eine andere Möglichkeit, den Grad der Einspannung abzuleiten, bietet die Messung der Tangentenwinkel über den Auflagern. So ist z. B. die vollkommene Einspannung direkt an diesen Ablesungen zu erkennen, wenn der Ausschlag der Libelle Null ist; andererseits bieten Vergleiche der Verdrehung der Balkenachse mit den Sehnenwinkeln, die man durch Verbindung eines Auflagerpunktes mit irgendeinem Punkt der Biegungslinie erhält, ein Mittel zur Beurteilung des Grades der Einspannung.

Nunmehr soll an den verschiedenen Versuchsobjekten das soeben Gesagte im besonderen ausgeführt werden.

1. Das Verhältnis der Durchbiegungen in der Mitte des belasteten Feldes bei den verschiedenen Versuchsobjekten.

Für drei charakteristische Belastungen sind die Verhältnisse $v = \frac{\delta_n}{\delta}$ der Durchbiegungen in der Feldmitte gebildet worden. Hierbei ist δ die Durchbiegung in Feldmitte bei Objekt I, dem Träger auf zwei Stützen, δ_n die Durchbiegung in der Feldmitte des belasteten $n$ten Feldes. Die gewählten Belastungen sind 3,6 t/lfdm (vor dem Auftreten der ersten Risse), 6,6 t/lfdm (kurz nach dem Auftreten der ersten Risse) und 10,4 t/lfdm (eine Belastung, welche nahezu der halben Bruchlast entspricht, also ein Stadium, bei welchem die Rißbildung schon ziemlich weit vorgeschritten ist).

Für die Belastungen	3,6 t/m	6,6 t/m	10,4 t/m	
wurden folgende Verhältniszahlen $v = \frac{\delta_n}{\delta}$ ermittelt:				
Bei Objekt II (2 Felder)	90	42	45	v H.
„ „ III (3 Felder)	69	63	69	„
„ „ IIIa (mit fest verbundenen Stützen)	36	37	34	„
Bei Objekt IV (mit 5 ungleichen Feldern)	80	67	72	„

Digitized by Google

(Bei IV ist nur das Endfeld in Betracht gezogen, weil nur dort dieselbe Spannweite wie bei den anderen Objekten ist.) Schon diese Zusammenstellung zeigt den Grad der Einspannung bei den verschiedenen Objekten.

Vor dem Auftreten der Risse, wenn die Durchbiegungen nicht viel verschieden sind, ob die T-Balken bewehrt sind oder nicht, sind die Werte für v am größten, bis auf Objekt IIIa, bei welchem eine feste Verbindung mit den Stützen vorhanden ist. Allerdings waren im letzten Felde bei dieser Belastung schon Risse vorhanden. Ein genaueres Bild erhält man bei Betrachtung der v-Werte bei höheren Belastungen nach dem Auftreten der Risse. Bei dem Träger auf drei Stützen ist bei höheren Belastungen $v = 42$ bis 45 v. H., bei dem Träger auf vier Stützen ist $v = 67$ bis 72 v. H. Daraus läßt sich schon folgern, daß bei ersterem ein höherer Grad von Einspannung vorhanden ist, als bei letzterem, was wegen der Lastverteilung zu erwarten war.

Ganz auffallend klein ist v bei Objekt IIIa, wo die Träger mit den Stützen fest verbunden sind; v ist hier 34 bis 37 v. H. Die Durchbiegungen sind hier am geringsten, weil durch den festen Anschluß an die Stützen ein höherer Grad von Einspannung erreicht wird.

Vergleicht man die Durchbiegungen von Objekt IV (Träger über fünf ungleiche Felder) mit Objekt III, so sieht man, daß kein wesentlicher Unterschied vorhanden ist. Die belasteten Endfelder haben bei beiden eine Spannweite von 3 m; das anschließende unbelastete Feld ist bei Objekt IV 2,5 m weit. Der Unterschied dieser Spannweiten ist auch zu gering, als daß sich ein merklicher Einfluß geltend machen könnte.

Es zeigt sich daher aus diesen Versuchen durch Vergleich der aus den Durchbiegungen abgeleiteten Verhältniszahlen v, daß bei dem Objekt IIIa, wo die Träger mit den Stützen fest verbunden sind, in der Feldmitte des belasteten Feldes die kleinsten Durchbiegungen vorhanden sind; an zweite Stelle tritt Objekt II, welches auf einer Seite voll eingespannt ist, auf der anderen Seite frei aufliegt. v wird größer bei Objekt III, aber bleibt immer unter 1.

2. Bestimmung des Einspannungsgrades aus den gemessenen Neigungswinkeln der Balkenachse über den Auflagern.

Aus der großen Zahl der Ablesungen, welche sowohl zeichnerisch als tabellarisch zusammengestellt sind, sollen zur Übersicht für einige Belastungsfälle die gemessenen Tangentenwinkel an dem freien Ende des Trägers auf zwei Stützen mit denjenigen des eingespannten Endes der anderen Objekte verglichen werden. Wir wählen hierfür die bereits vorher angenommenen charakteristischen Belastungen; am geeignetsten für die Beobachtung ist das zweite Auflager vom Ende bei allen Objekten.

Digitized by Google

Der Winkel γ (in Sekunden) aus den Libellenablesungen ermittelt, beträgt bei

	Objekt I	II	III	IIIa	IV	
bei einer Belastung von 3,6 t/m	57	3,9	39,5	20	33	Sekunden
„ „ „ „ 6,6 „	173	7,6	82,2	×	90	„
„ „ „ „ 10,6 „	373	×	228	×	228	„

(× Riß über dem Auflager.)

Aus diesen Messungen ergibt sich, daß die geringste Verdrehung der Balkenachse gegen die Horizontale bei Objekt II stattfindet, weil hier beide anstoßenden Felder belastet werden. Die Verdrehung beträgt hier vor dem Auftreten des Risses über dem mittleren Auflager bis zu einer Belastung von 6,6 t/m (etwa $^1/_3$ der Bruchlast) höchstens 7,6 Sekunden. Dieser Wert ist wohl darauf zurückzuführen, daß zwischen dem letzten Lastpunkt und dem theoretischen Auflagerpunkt, über welchem die Libelle nicht genau in einer Vertikalen befestigt wurde, eine kleine unbelastete Strecke vorhanden war (18,75 cm). Darauf ist auch das aus den Versuchen ermittelte kleinere Bruchmoment zurückzuführen, welches mit der Theorie nicht vollkommen übereinstimmt.

Objekt III und IV verhalten sich auch hier ziemlich ähnlich wie früher; die gemessenen Verdrehungen der Balkenachse stimmen ziemlich gut überein. Sie sind bei niedrigen Belastungen etwa halb so groß als bei höheren Belastungen, etwas weniger als ein Drittel der gemessenen Verdrehungen eines frei aufliegenden Trägers auf zwei Stützen.

Das Objekt IIIa, der ⊤-Träger mit fest verbundenen Stützen, zeigt hier Werte, die zwischen den beiden besprochenen liegen, also zwischen vollkommener Einspannung und Kontinuität.

Zu beachten sind ferner die Werte der gemessenen Winkel am Endauflager bei Objekt IIIa; sie betragen für die Belastungen von 3,6, 6,6 und 10,6 t/m 36,98 bzw. 154 Sekunden, also jedenfalls kleiner als die gleichen Messungen bei Objekt III, welches frei gelagert war, wo die Ausschläge 55,9, 162,8 und über 300 Sekunden für die gleichen Belastungen betrugen.

3. Ermittlung des Einspannungsgrades durch Vergleich der gerechneten mit den gemessenen Durchbiegungen.

Vorausgesetzt, daß bei Eisenbetonträgern über mehrere Stützen dieselben Wirkungen der teilweisen oder vollen Einspannung bestehen, wie bei einheitlichem Material, so muß das Verhältnis der Durchbiegungen von dem Material unabhängig sein; mit anderen Worten: Bildet man das Verhältnis der Durchbiegung eines frei aufliegenden Trägers zu derjenigen eines teilweisen oder voll eingespannten Trägers aus homogenem Material bei derselben Belastung, so muß dieses Verhältnis auch für Eisenbetonträger unter denselben Bedingungen zutreffen.

Digitized by Google

Die maximale Durchbiegung eines frei aufliegenden Trägers mit gleichbleibendem Trägheitsmoment und unveränderlichem Elastizitätsmodul ist bei gleichförmig verteilter Belastung

$$\delta_1 = \frac{5 P l^3}{384 E J}.$$

Für den auf einer Seite voll eingespannten, am anderen Auflager frei aufliegenden Träger ist die Durchbiegung in der Mitte

$$\delta_2 = \frac{P l^3}{192 E J}.$$

Für den Fall eines beiderseits eingespannten Trägers

$$\delta_3 = \frac{P l^3}{384 E J}$$

und für einen über drei Felder durchlaufenden Träger mit belasteten Endfeldern wurde für die Mitte des Endfeldes bei einer Spannweite von 3,0 m

$$\delta_4 = 0{,}260 \frac{P}{E J}$$

ermittelt (nach Föppl, Festigkeitslehre, 3. Abschn., Bd. III); mithin ist

$$v_1 = \frac{\delta_2}{\delta_1} = \frac{384}{192 \cdot 5} = 0{,}4 = 40 \text{ v. H.},$$

$$v_2 = \frac{\delta_3}{\delta_1} = \frac{1}{5} = 0{,}2 = 20 \text{ v. H.},$$

$$v_3 = \frac{\delta_4}{\delta_1} = 0{,}74 = 74 \text{ v. H.}$$

Die aus den Versuchen unter 1. auf S. 483 ermittelten Verhältniszahlen ergeben bei höheren Belastungen für Objekt II 42 bis 45 v. H., was als eine sehr gute Übereinstimmung mit dem auf rechnerischem Wege ermittelten Verhältnis $v_1 = 40$ v. H. angesehen werden kann. Es läßt sich daher auch auf diesem Wege folgern, daß ein über drei Stützen durchgehender vollbelasteter Eisenbetonträger sich genau so verhält wie ein Träger aus homogenem Material.

Ein Vergleich von v_3, dem Verhältnis der gerechneten größten Durchbiegungen bei Objekt III mit denjenigen bei Objekt I, ergibt auch bei höheren Belastungen eine gute Übereinstimmung; die Rechnung ergibt für $v_3 = 0{,}74$, und aus den Messungen wurde unter 1. bei höheren Belastungen 69 v. H. ermittelt, also ein Unterschied von nur 5. v. H., was für die Messungen bei einem Material wie von Beton nicht ins Gewicht fällt. Damit ist auch auf diesem Wege gezeigt worden, daß

Digitized by Google

auch bei dem Träger über drei Feldern kontinuierliche Wirkung vorhanden ist.

Betrachtet man dieselben Verhältniszahlen bei Objekt IIIa, so zeigt sich bei den Versuchen für v ein Wert vion 34 bis 37 v. H. Dieser Wert ist also etwas kleiner als v_1, jedenfalls aber nur etwa halb so groß als bei dem gleichen frei gelagerten Objekt III. Für eine vollkommene Einspannung auf beiden Seiten des Endfeldes müßte $v_2 = 20$ v. H. betragen. Eine volle beiderseitige Einspannung bei Objekt IIIa würde aber auch den anderen bisher besprochenen Ergebnissen widersprechen.

4. Beziehungen zwischen Tangentenwinkel und Sehnenwinkel.

Aus den Libellenablesungen sind die zu bestimmten Belastungen gehörenden Neigungen der Balkenachse über den Auflagern ermittelt worden; diese Winkel geben gleichzeitig die Neigung der Tangente an die Biegungslinie und sollen Tangentenwinkel (γ) genannt werden. Verbindet man einen theoretischen Auflagerpunkt mit einem Punkte der aus den Versuchen ermittelten Linie der Durchbiegungen, so gibt die Neigung dieser Geraden gegen die ursprüngliche horizontale Balkenachse den Sehnenwinkel (γ_1) an. Der Vergleich dieser beiden Werte γ und γ_1, von welchen γ direkt aus den Libellenmessungen entnommen und γ_1 aus den Linien der Durchbiegungen abgeleitet wurde, ermöglicht wertvolle Schlußfolgerungen auf das Verhalten der verschiedenen Versuchsobjekte.

Bei einer Belastung von		Objekt I	II	III	IIIa	
3,6 t/m	ergibt sich $\gamma =$	68	3,9	39,5	20	Sekunden
	$\gamma_1 =$	43	27	31	15	„
	$\mu = \frac{\gamma}{\gamma_1} =$	1,6	0,14	1,3	1,3	
bei 6,6 t	$\gamma =$	173	7,6	90		„
	$\gamma_1 =$	130	55	83	×	„
	$\mu = \frac{\gamma}{\gamma_1} =$	1,3	0,14	1,1		
und bei 10,4 t	$\gamma =$	373	×	242		„
	$\gamma_1 =$	304	×	210	×	„
	$\mu = \frac{\gamma}{\gamma_1} =$	1,2	×	1,1		„

(× Riß über der Meßstelle.)

Alle diese Tangentenwinkel und Sehnenwinkel wurden für das zweite Auflager des belasteten Endfeldes bestimmt.

Objekt IV wurde wegen der ungleichen Felder nicht berücksichtigt.

Digitized by Google

Wir sehen aus der Zusammenstellung, daß nur bei dem vollbelasteten Träger (Objekt II) über zwei Feldern der Tangentenwinkel kleiner ist als der Sehnenwinkel, was so viel sagt, daß die Balkenachse über dem mittleren Auflager von der ursprünglichen Lage wenig abweicht, während die Durchbiegungen in der Mitte zunehmen. Dieser Fall kann aber nur bei einem hohen Grad von Einspannung eintreten. Das Verhältnis μ bleibt auch bei höherer Belastung gleich gering; es müßte Null sein, wenn nicht aus den angegebenen Gründen eine kleine, wenn auch unwesentliche Verdrehung der Balkenachse erfolgt wäre.

Anders ist es bei Objekt III, dem Träger auf vier Stützen mit belasteten Endfeldern. Der Tangentenwinkel ist hier genau wie beim frei aufliegenden Träger auf zwei Stützen als der Sehnenwinkel bei der gleichen Belastung; das gleiche ist auch bei Objekt IIIa der Fall, wenn auch nur in geringem Maße. Mit zunehmender Belastung wird die Differenz zwischen γ und γ_1 geringer; das Verhältnis μ wird kleiner und nähert sich dem Wert 1. Wir ersehen daraus, daß sich bei dem Träger auf vier Stützen die Balkenachse so verdreht, wie es dem stetigen Verlauf der elastischen Linie bei einem durchlaufenden Träger entspricht.

5. Die Versuchsergebnisse und die Theorie der Berechnungen.

a) Der auf zwei Stützen frei aufliegende Träger (Objekt I).

Die Berechnung erfolgt für ein Belastungsstadium, in welchem die Risse im Beton so weit vorgeschritten sind, daß von dessen Mitwirkung auf Zug abgesehen werden kann.

Es ergibt sich dann für die Lage der Nullinie x unter den bekannten Voraussetzungen ($n = 10$ entspricht den tatsächlichen Verhältnissen besser):

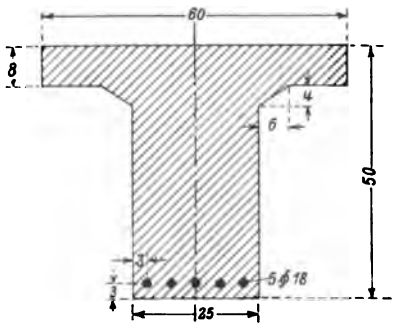


Fig. 158.

$$x = \frac{\frac{B d^2}{2} + (h - a) n F_e}{n f_e + B d}$$

(siehe Fig. 158). Für die Berechnung der Spannungen im Beton und im Eisen gelten die Gleichungen:

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e h_{ZD}},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{\sigma_e x}{n(h - a - x)},$$

(h_{ZD} = Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt) und die Schubspannung

$$\tau = \frac{Q}{b h_{ZD}} \quad (Q = \text{Querkraft}).$$

Digitized by Google

Dieselben Gleichungen werden allen nachfolgenden Berechnungen für die Spannungen zugrunde gelegt.

In diesem Fall, der nur zu Vergleichszwecken dient, genügt die Ermittlung der Spannungen für das Bruchmoment. Die Bruchlast (einschließlich Eigengewicht) betrug im Mittel aus zwei Versuchen $Q = 17{,}2$ t, mithin war das Höchstmoment

$$M_I = \frac{Q\,l}{8} = 19{,}4 \text{ tm},$$

$$x = 16{,}5.$$

Sonach erhält man für

$$\sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}, \quad \sigma_{bd} = 133 \text{ kg/qcm},$$

wenn $n = 15$ angenommen wird.

Bei $n = 10$ wird $x = 13$ cm, $\sigma_e = 3480$ kg/qcm, $\sigma_{bd} = 133$ kg/qcm. Das Eisen hat die Streckgrenze überschritten.

Vorerst wäre zu bemerken, daß die Ergebnisse dieses Versuches, wie aus den Darlegungen hervorgeht, eine Bestätigung für die Richtigkeit der Ermittlung des Bruchmomentes $\mathfrak{M}$ aus den inneren Kräften ergeben hat. Der Koeffizient $\alpha = \frac{Q\,l}{\mathfrak{M}_I}$ ist mit nahezu 8 ermittelt worden. Die Übereinstimmung dieses Koeffizienten α mit dem theoretischen Werte ist ferner ein Beweis dafür, daß mit der Überschreitung der Streckgrenze des Eisens die Tragfähigkeit des Balkens erschöpft war.

b) Träger auf drei Stützen (Objekt II).

Die Ermittlung des größten Feldmomentes M_I erfolgte mit Hilfe der Winklerschen Tabellen, an der Stelle $0{,}375\,l = 1{,}125$ m vom Endauflager. Wenn $Q = 21{,}1$ t/m, so ist das größte Feldmoment

$$M_I = 13{,}3 \text{ tm} = \frac{Q\,l}{14{,}2}.$$

Daraus wurde $\sigma_e = 2390$ kg/qcm, $\sigma_{bd} = 85$ kg/qcm berechnet; ferner aus ${}_BQ_{max} = 0{,}625\ V = 39{,}5$ t; $\tau_o = 36$ kg/qcm.

Wenn auch diese aus dem größten Feldmoment ermittelten Werte für die Spannungen im Beton und im Eisen nicht ganz genau mit den wirklich auftretenden Spannungen übereinstimmen, so zeigen sie doch, daß die Feldmomente nicht zum Bruche führen konnten, denn die Spannungen σ_e und σ_{bd} bleiben unter dem zulässigen Höchstwert.

Die errechneten größten scheinbaren Schubspannungen äußern sich an der größeren Zahl der auftretenden schiefen Risse, können jedoch nicht als die Ursache des Bruches gelten; die abgebogenen Eisen genügen hier vollkommen.

Digitized by Google

Ein Bild von den Bruchursachen erhält man, wenn man das größte Stützmoment $M_B = -\frac{Ql}{8}$ bildet.

Wenn $Q = 21{,}1$ tm, wird $M_B = -23{,}8$ tm; hieraus ergeben sich

$$\sigma_e = 4520 \text{ kg/qcm} \quad \text{und} \quad \sigma_{bd} = 240 \text{ kg/qcm}.$$

Diese Werte sind ganz unwahrscheinlich, insbesondere aber der Wert für σ_e, der größer ist als die aus den Vorversuchen ermittelte Zugfestigkeit des verwendeten Eisens. Wir haben hier ein sprechendes Beispiel dafür, wie leicht die Bruchursache verkannt wird, wenn man die Spannungen mit Hilfe eines Berechnungsverfahrens ermittelt. Aus dem Versuch an Objekt I geht zweifelsfrei hervor, daß die höchsten Zugspannungen im Eisen sich nur innerhalb der oberen und unteren Streckgrenze des Eisens bewegen können, was einem Wert von höchstens 3500 kg/qcm entspricht.

Die Versuchsergebnisse zeigen uns aber, daß die hier theoretisch angenommene volle Einspannung über dem mittleren Auflager nicht vorhanden ist.

Aus der Gleichung $\alpha = \frac{Ql}{\mathfrak{M}_B}$ ist α im Mittel mit 10 bestimmt worden, dem würde ein höchstes Stützmoment $M_B = -\frac{Ql}{10} = -19$ tm entsprechen. Die daraus ermittelten höchsten Spannungen sind für $n = 10$

$$\sigma_e = 3580 \text{ kg/qcm} \quad \text{und} \quad \sigma_{bd} = 186{,}5 \text{ kg/qcm}.$$

Diese Werte entsprechen besser den tatsächlichen Verhältnissen.

Es wurde schon unter 1. und 3. dieses Abschnittes hervorgehoben, daß das bei einer vollen Einspannung bedingte Horizontalbleiben der Tangente über dem mittleren Auflager bei diesen Versuchen nicht zutraf, daß vielmehr ein kleiner, wenn auch geringer Ausschlag der Libelle gemessen wurde. Dies könnte darauf zurückzuführen sein, daß die Belastungseinrichtung eine über dem Auflager unbelastete Strecke von 37,5 cm hervorrief und dadurch eine kleine Verdrehung der Tangente ermöglichte. Damit läßt sich auch erklären, warum für M_B nicht der Wert $\frac{Ql}{8}$ erreicht wurde.

Ferner wäre noch etwas über die Lage des Monumentennullpunktes zu sagen. Aus der Theorie ergibt sich dieser mit $^3/_4\, l = 0{,}75$ m vom mittleren Auflager entfernt. Der Verlauf der Rißbildung bei Objekt II gibt eine ziemlich gute Übereinstimmung. In Fig. 154a zeigt sich besonders in dem Feld AB die Verschiebung des ganzen Rißbildes nach dem Endauflager A.

Digitized by Google

c) Träger auf vier Stützen (Objekt III).

Unter der Annahme, daß wie bei den Versuchen nur die beiden Endfelder belastet sind, wird die Berechnung der Momente und Querkräfte mit Hilfe der Winklerschen Tabellen für zwei Belastungen durchgeführt; für 6,2 t/m (etwas mehr als $^1/_3$ der Bruchlast) und für 18,5 t/m (der Bruchlast einschließlich Eigengewicht). Für die Belastung 6,2 t/m ergeben sich die Feldmomente

$$M_I = 5{,}52\,\text{tm} = \frac{Ql}{10}$$

im Abstande 1,2 m vom Auflager; daraus

$$\sigma_e = 990\,\text{kg/qcm}; \quad \sigma_{bd} = 35{,}2\,\text{kg/qcm}.$$

Für das Mittelfeld

$$M_{II} = -2{,}56\,\text{tm};$$

daraus

$$\sigma_{bd} = 29\,\text{kg/qcm}; \quad \sigma_e = 800\,\text{kg/qcm}.$$

Für die Bruchlast 18,5 t/m erhält man

$$M_{I\,\max} = 16{,}6\,\text{tm} = \frac{Ql}{10}.$$

Daraus wurden die größten Spannungen im Beton und Eisen ermittelt mit

$$\sigma_{e\,\max} = 2990\,\text{kg/qcm}; \quad \sigma_{bd} = 114{,}2\,\text{kg/qcm}.$$

Das negative Moment beträgt:

$$\min M_{II} = -9{,}2\,\text{tm} = -\frac{Ql}{18{,}1}\,\alpha_{II} = 18{,}1$$

und daraus ergab sich:

$$\sigma_{bd} = 107\,\text{kg/qcm}; \quad \sigma_e = 2830\,\text{kg/qcm}$$

in den oberen Eiseneinlagen des mittleren unbelasteten Feldes.

Die größte Querkraft ist ermittelt worden mit

$$Q_{\max} = 31\,\text{t},$$

daraus $\tau_0 = 32{,}1\,\text{kg/qcm}$.

Bei der Belastung 6,2 t/m, welche $^1/_3$ der Bruchlast entspricht, ergeben sich die aus den Messungen direkt ermittelten Werte für das Moment der inneren Spannungen im unbelasteten Mittelfeld

$$\mathfrak{M}_{II} = -2{,}4\,\text{tm}.$$

Aus der Rechnung ergibt sich das Moment der äußeren Kräfte für die gleiche Belastung

$$M_{II} = -2{,}56\,\text{tm}$$

also eine ziemlich gute Übereinstimmung. Die dazugehörige Randspannung im Beton an der Unterkante ist aus den Messungen mit

Digitized by Google

$\sigma_{bd} = 21$ kg/qcm bestimmt worden, die Berechnung ergibt $\sigma_{bd} = 29$ kg/qcm. Der Unterschied ist nicht wesentlich und zeigt, wie dies bereits erwähnt wurde, daß die berechnete Druckspannung größer ist als die tatsächliche.

Bei der Höchstlast 18,5 t/m ergibt sich im unbelasteten Feld für die größte Druckspannung im Beton ein Mittelwert von $\sigma_{bd} = 105$ kg/qcm mit Hilfe der Messungen direkt ermittelt, und die Berechnung nach der Theorie der durchlaufenden Träger liefert $= 107$ kg/qcm. Diese Übereinstimmung ist auffallend und beweist die kontinuierliche Wirkung.

Sehr groß sind für den in den Versuchen angenommenen ungünstigen Belastungsfall die Spannungen im Eisen im unbelasteten Felde, die mit 2830 kg/qcm berechnet wurden. Diese große Eisenspannung kommt äußerlich an der starken Rißbildung zum Ausdruck. Die Risse sind beim Bruch, wie Fig. 155a zeigt, sehr weit geöffnet, und ihre gleichmäßige Verteilung über das ganze Mittelfeld ist ein weiterer sprechender Beweis für die kontinuierliche Wirkung.

$M_I = \frac{Ql}{10}$ ist entgegen dem aus den Versuchen ermittelten $\mathfrak{M}_I = \frac{Ql}{9}$. Wie man aus den Vorversuchen weiß, schwankte die obere Streckgrenze des verwendeten Eisens zwischen 2840 und 3232 kg/qcm. Bei einer Annahme für $\sigma_{s\,max}$ von 3000 kg/qcm (statt wie vorher 3350) erhält man für $\mathfrak{M}_1 = \frac{Ql}{9{,}7}$, was als eine bessere Übereinstimmung gelten kann.

Faßt man alle Beobachtungen bei Objekt III zusammen und betrachtet man insbesondere die Rißbildung, so ergibt sich daraus, daß man hier kontinuierlich rechnen muß. Wäre dies nicht geschehen, und fehlten die oberen Eiseneinlagen im unbelasteten Mittelfelde, so wäre bei der ungünstigen Belastung hier der Bruch eingetreten.

d) Träger über vier Felder mit fest verbundenen Stützen (Objekt IIIa).

Die Berechnung der Spannungen nach der Theorie der durchlaufenden Träger versagt hier vollständig, was auch nicht zu verwundern ist. Wir haben schon aus der Betrachtung der gemessenen Formänderungen, der Rißbildung in den Stützen ersehen, daß hier eine rahmenähnliche Wirkung vorhanden ist, trotz der wenig steifen Ausbildung der Ecken. Berechnet man nach der Theorie für durchlaufende Träger die Momente, so erhält man für die Bruchlast 25,2 t/m:

$$M_{I\,max} = 23{,}5 \text{ tm}.$$

Die größten Spannungen wurden daraus ermittelt für

$$\max \sigma_s = 4200 \text{ kg/qcm}, \quad \sigma_{bd} = 160 \text{ kg/qcm};$$

Digitized by Google

$M_{II\,min} = -12{,}7$ mt und die daraus ermittelten Spannungen:

$$\sigma_e = 3920 \text{ kg/qcm}, \quad \sigma_{bd} = 148 \text{ kg/qcm}.$$

Der Bruch erfolgt bei $M_{I\,max}$, mithin ist dort nach allem bisher Gesagten für $\sigma_{e\,max}$ als Höchstwert 3300 kg/qcm erreicht worden; im unbelasteten Mittelfeld müssen die Spannungen im Eisen unter diesem Werte geblieben sein. Da sich die Risse auch dort sehr weit öffneten, so weist dies auf hohe Eisenspannungen hin. Man ersieht also auch daraus, daß diese Berechnung hier unbrauchbar ist.

Berechnet man die Spannungen in den Stützen unter Annahme zentrischer Belastung, so ergibt sich beim Bruch

$$\max \sigma_{bd} = 45 \text{ kg/qcm}, \quad \sigma_e = 900 \text{ kg/qcm } (n = 20).$$

Die in dieser Weise durchgeführte Berechnung gibt ein ganz falsches Bild von den auftretenden Spannungen und läßt die durch die Ausbiegung der Stützen entstehenden Formänderungen ganz unberücksichtigt.

Es sei an dieser Stelle noch auf die wertvolle Arbeit von Dr.-Ing. H. Marcus[1]) verwiesen, welche ein Rechnungsverfahren für diesen Fall ermöglicht, dessen Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen sehr gut übereinstimmen.

Im zweiten Bande wird an einem Beispiele gezeigt werden, wie die feste Verbindung der Träger mit den Stützen zu berücksichtigen ist.

e) Träger über fünf ungleichen Feldern.

Berechnet man die Momente und Querkräfte unter Berücksichtigung des Zusammenhanges in allen fünf Feldern, so erhält man für eine Belastung von $Q = 17{,}5$ t/m (der Bruchlast) mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichungen die Stützenmomente:

$$M_B = -\ 7{,}2 \text{ tm}.$$
$$M_C = -15{,}4 \text{ tm}.$$

Die Feldmomente ergaben sich:

$$M_I = +15{,}5 \text{ tm} = \frac{Ql}{10{,}2},$$
$$M_{II} = -11{,}13 \text{ tm}$$

und

$$M_{III\,max} = 19{,}7 \text{ tm} = \frac{Ql}{14{,}2}.$$

Q_{max} wurde mit 35 t und $\tau_{0\,max} = 32{,}2$ kg/qcm berechnet.

---

[1]) Studien über mehrfach gestützte Rahmen und Bogenträger von Dr.-Ing. H. Marcus, Verlag Julius Springer, Berlin.

Digitized by Google

Die Zwischenrechnungen werden als bekannt vorausgesetzt und weggelassen, um die Übersichtlichkeit nicht zu stören.

Die Berechnung der Spannungen im Beton und Eisen liefert für die Beurteilung der Riß- und Bruchbildung so interessante Ergebnisse, daß kurz darauf eingegangen werden soll.

Bei $M_C = M_D = -15{,}4$ tm, dem größten auftretenden negativen Moment über dem dritten Auflager, sind

$$\sigma_e = 2480 \text{ kg/qcm} \quad \text{und} \quad \sigma_{bd} = 144 \text{ kg/qcm}$$

berechnet worden. Ein Blick auf Fig. 157a bestätigt auch durch die größten im unbelasteten Feld in der Nähe der Auflager C und D auftretenden, weit geöffneten Risse, daß dort das Eisen sehr hoch beansprucht sein muß.

Dem negativen Feldmoment in Feldmitte $M_{II} = -11{,}13$ tm entsprechen

$$\sigma_e = 2130 \text{ kg/qcm} \quad \text{und} \quad \sigma_{bd} = 111 \text{ kg/qcm};$$

die Risse sind auch im Felde nicht soweit geöffnet wie gegen die Auflager hin.

Die Lage der Momentennullpunkte ist in den Feldern I, III und V an den rißfreien Stellen in der Nähe der Auflager auch äußerlich leicht zu erkennen.

Auch die größeren Stützenmomente über den Auflagern C und D sind äußerlich an der Verteilung der Risse in den unbelasteten Feldern zu erkennen; sie treten an diesen Auflagern in größerer Zahl auf und reichen viel tiefer nach unten, wie in den benachbarten unbelasteten Feldern. (Siehe Fig. 157a.)

Aus dem größten Feldmoment in Mitte von Feld III, wo auch der Bruch erfolgte,

$$\max M_{III} = 19{,}7 \text{ tm} = \frac{Q\,l}{14{,}2}$$

wurden die Spannungen berechnet:

$$\max \sigma_e = 3480 \text{ kg/qcm}, \quad \max \sigma_{bd} = 134 \text{ kg/qcm}.$$

Die mit Hilfe der Messungen ermittelten entsprechenden Werte sind:

$$\mathfrak{M}_{III} = 19{,}3 \text{ tm} = \frac{Q\,l}{14{,}5},$$

$$\sigma_{bd} = 125 \text{ kg/qcm}$$

und

$$\sigma_e = 3350 \text{ kg/qcm}.$$

Man ersieht daraus eine sehr gute Übereinstimmung; die gerechneten höchsten Spannungen im Beton und im Eisen sind etwas höher als die tatsächlich auftretenden.

Digitized by Google

Berechnet man $M_{III\,max}$ unter der Berücksichtigung des Zusammenhanges von nur drei Feldern, so erhält man für $\max M_{III} = 25{,}5 \text{ tm} = \frac{Ql}{11}$. Aus dieser Berechnung ersieht man, daß M_{III} im Falle der Berücksichtigung von nur drei Feldern viel größer ist, als das aus den Versuchen ermittelte größte Biegungsmoment. Das beweist, daß der Zusammenhang über alle fünf Felder zu berücksichtigen ist.

Kurz zusammenfassend läßt sich für diese Versuche folgern:

Im Falle frei drehbarer und verschiebbarer Lagerung folgen Eisenbetonkonstruktionen über mehrere Felder denselben Gesetzen, wie durchlaufende Träger aus homogenem Material mit unveränderlichem Elastizitätsmodul und gleichbleibendem Trägheitsmoment.

Bei Eisenbetonkonstruktionen, die mit den Stützen schon durch die Art der Herstellung fest verbunden sind, ist dies nicht der Fall. Es treten nicht nur größere Einspannungen am Übergang vom Träger zur Stütze auf, welche die Neigung der Balkenachse bei zunehmenden Belastungen beeinflussen, sondern es entstehen auch in den Stützen Formänderungen. Weitere Folgen sind eine Verdrehung des ursprünglich rechten Winkels zwischen Träger- und Stützenachse und eine Durchbiegung der Stützen, wie dies besonders in Fig. 156d veranschaulicht wird, wo sich deutlich eine rahmenartige Wirkung eines derartigen Gebildes zeigt. Die in den Stützen auftretenden Biegungsmomente dürfen jedenfalls beim Entwurf ähnlicher Eisenbetonkonstruktionen nicht unberücksichtigt bleiben.

Digitized by Google

XIII. Trägerlose nach mehreren Richtungen bewehrte Eisenbetonplatten.

Unter einer Platte versteht man einen Bauteil, dessen eine Dimension (die Dicke) klein ist, im Vergleich mit den beiden anderen.

Der einfachste Fall einer Eisenbetondecke entsteht, wenn die Eiseneinlagen nach derjenigen Richtung eingelegt werden, nach welcher die Decke zwischen Unterzüge gespannt ist. Dies setzt aber voraus, daß die Dimension nach der anderen Richtung nicht zu groß wird. Die Art der Bewehrung macht theoretisch die Aufnahme von Biegungsmomenten nur nach einer Richtung möglich. Es ist schon vorher darauf verwiesen worden, daß dies in der Praxis des Eisenbetonbaues nur in seltenen Fällen vollständig zutrifft. Sobald die Feldeinteilung zwischen den Unterzügen derart gemacht wird, daß die Dimensionen nach beiden Richtungen entweder gleich oder nicht viel verschieden voneinander sind, nähert man sich der Wirkung einer Platte. In diesem Falle ist es notwendig, Eiseneinlagen nach beiden Richtungen einzulegen, um die nach beiden Richtungen auftretenden Biegungsmomente aufnehmen zu können.

Eine Platte kann auch entstehen, wenn eine Decke allseitig auf Mauern ruht. In diesem Falle handelt es sich um eine allseitig freiaufliegende Platte, während in dem früheren Falle eine teilweise oder vollständige Einspannung längs der vier Seiten stattfindet, je nach der Anschlußverbindung zwischen Decken und Unterzügen.

Es ist klar, daß wir in der Lage sind, durch eine Bewehrung von Betonplatten nach verschiedenen Richtungen eine ähnliche Veränderung im Beton zu erzielen, wie dies durch eine Umschnürung möglich ist.

Eine gute Umschnürung vermindert die Formänderungen des Betons nach der Längs- und der Querrichtung. Wenn wir in eine Betonplatte Eiseneinlagen parallel zu den Seiten und zu den Diagonalen einlegen, so sind wir, wie man durch bloße Überlegung annehmen darf, in der Lage, nicht nur die Querkontraktion des Betons, sondern auch die Durchbiegungen der Platte sehr stark zu beeinflussen. Die Wirkung wird um so besser sein, je vollkommener die Anordnung der Eiseneinlagen ist, und je besser diese an den Enden verankert sind. Versuche, auf die wir später noch zurückkommen werden, haben dies auch bewiesen.

Digitized by Google

Schon bei homogenem Material ist die Untersuchung der Formänderungen und Spannungen einer Platte mit großen Schwierigkeiten verbunden, die sich der Berechnung von Eisenbetonplatten im verstärkten Maße entgegenstellen. Daher können hier nur wissenschaftliche Untersuchungen weiter helfen, deren Aufgabe es sein muß, die Richtigkeit der Theorie zu überprüfen und die Voraussetzungen festzulegen, auf welchen diese Theorie aufgebaut ist.

Amerikanische Forscher haben sich in den letzten Jahren vielfach mit dieser Aufgabe zu befassen gehabt, die durch die Verwendung der sog. trägerlosen Decken ins Rollen kam. Deshalb sei kurz eine Beschreibung und Erklärung dieser in der amerikanischen Praxis vielfach verwendeten Bauweise vorangeschickt, die in neuester Zeit auch bei uns Eingang gefunden hat.

Bei dieser Besprechung läßt sich aber die Wirtschaftlichkeit der Bauweise nicht von den sonstigen technischen Eigenschaften trennen. Der Wert von trägerlosen Deckenkonstruktionen beruht auf einer unter gewissen Bedingungen möglichen wirtschaftlichen Überlegenheit gegenüber gewöhnlichen Eisenbetondecken.

Die zur Berechnung der Tragfähigkeit zur Anwendung kommende Methode wird für die Wirtschaftlichkeit von ausschlaggebender Bedeutung sein, wenn man in der Lage ist, die Berechnung den tatsächlichen Verhältnissen anzupassen. Die Wirtschaftlichkeit kommt nicht mehr in Frage, wenn man Näherungsverfahren für die Berechnung der Eisenbetonplatten anwendet. Dies geschieht vielfach, indem man für die Biegungsmomente oder für die Lastverteilung nach beiden Richtungen Näherungsannahmen trifft. Dabei berücksichtigt man aber nicht oder nur wenig, daß durch eine bestimmte Bewehrung die Verteilung und Größe der Biegungsmomente und Querkräfte anders werden, als bei gewöhnlichen nur nach einer Richtung bewehrten Platten.

Als trägerlose Decken sind Eisenbetonplatten anzusehen, welche nach verschiedenen Richtungen mit Eiseneinlagen versehen sind und bei welchen die bei einer gewöhnlichen Eisenbetondecke an der Unterseite hervortretenden Unterzüge fehlen.

Die in Amerika eingeführten verschiedenen Bauarten verdanken ihre Einführung in die Baupraxis dem Wunsch, leichten Bauten ein gefälliges Aussehen zu geben. Erst später, als man mit dieser neuen Bauweise gute Erfahrungen gemacht hatte, ging man dazu über, sie auch für schwere Fabrikbauten zu verwenden.

Zunächst sollte durch den Fortfall der Aufteilung durch Unterzüge und Balken eine bessere Licht- und Luftverteilung erzielt werden. Durch den Fortfall der Unterzüge läßt sich die lichte Höhe einschränken, wie dies an einem Beispiel in Fig. 159 gezeigt wird. Dadurch kann in gewissen Fällen an Höhe und damit auch an Kosten für das aufgehende Mauer-

Digitized by Google

werk des ganzen Baues gespart werden. Gleichzeitig ist damit eine bessere Lichtverteilung ermöglicht.

Ferner sollten die Schwierigkeiten der Anbringung der von den amerikanischen Versicherungsgesellschaften vorgeschriebenen Feuerlöschvorrichtungen (eines Netzes von Leitungsröhren) behoben werden, was besonders bei stark hervortretenden Unterzügen nicht immer ganz leicht ist.

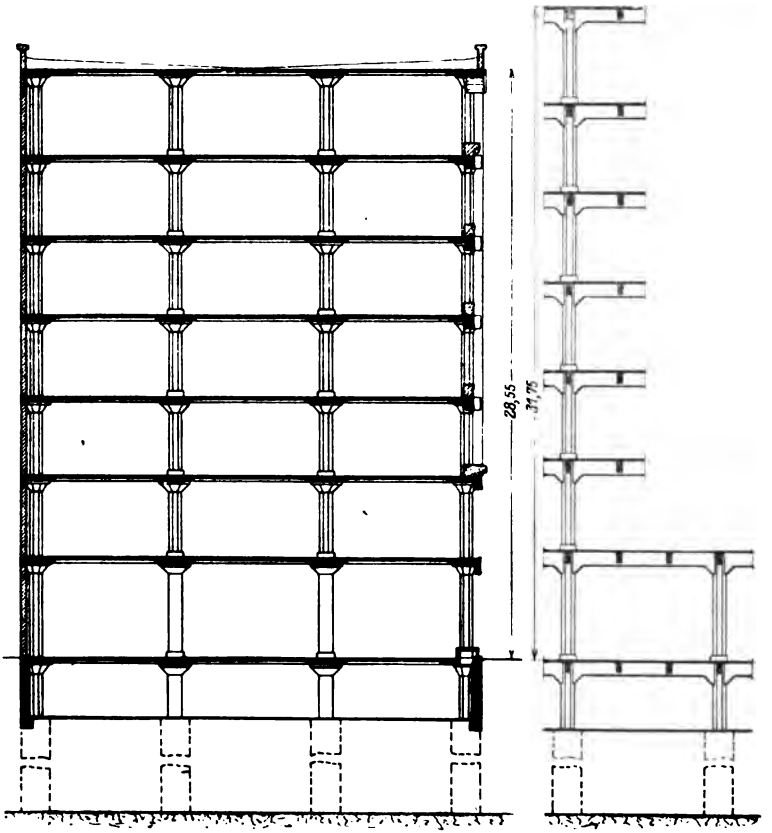


Fig. 159. Lichte Höhe der Stockwerke bei trägerlosen Decken und bei gewöhnlichen Eisenbetondecken.

Ein anderer Grund für die Einführung der Bauweise waren hygienische Rücksichten. Die Ecken zwischen Unterzug und Balken oder Decken sind nicht immer leicht sauber zu halten und bieten nach einigen Jahren keinen besonders erfreulichen Anblick.

Neben all diesen Fragen spielt die Frage der Wirtschaftlichkeit die größte Rolle. Zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit muß man zwischen den Kosten des Materials und den Ausführungskosten unter-

Digitized by Google

scheiden. In einem Lande mit sehr hohen Arbeitslöhnen, wie dies in Amerika der Fall ist, ist man immer bemüht, die Ausführungskosten nach Möglichkeit einzuschränken. In der Tat zeichnen sich die trägerlosen Decken durch ein Minimum an Schal- und Putzarbeit aus, ferner ist es möglich, die Vorarbeiten und das Einbringen der Eiseneinlagen zu vereinfachen.

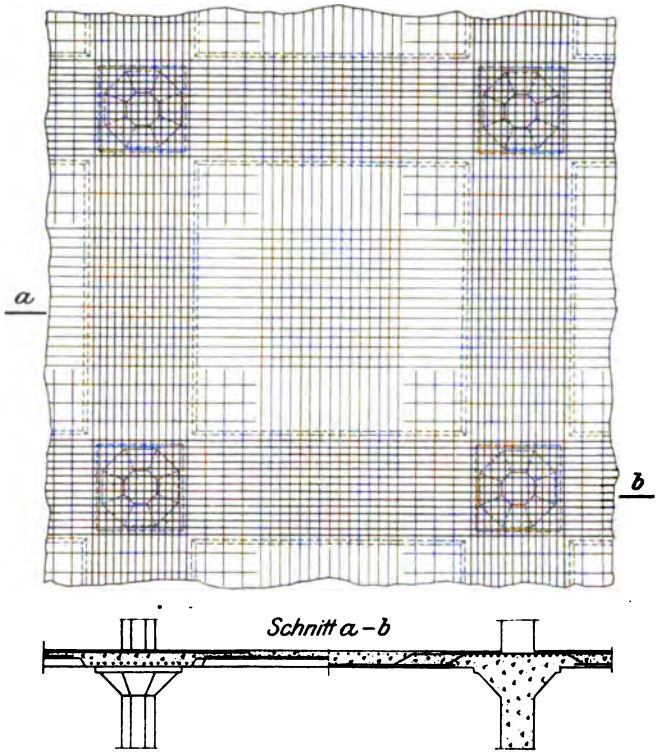


Fig. 160. Eisenbetonplatten zwischen niedrigen Unterzügen.

Die Entwicklung der trägerlosen Decken beginnt mit dem Bestreben, zwischen den Unterzügen große quadratische oder rechteckige Felder zu schaffen, weshalb man auch die Platten nach beiden Richtungen mit Eiseneinlagen versehen mußte.

Das Bestreben, niedrige Unterzüge auszubilden und die Felder möglichst groß zu gestalten, bilden den Übergang zu den trägerlosen Decken.

Dieser Übergang zeigt sich bei einem von der Codron-Gesellschaft (Chicago) vielfach verwendeten Beispiel (s. Fig. 160). Der Schnitt *a—b* zeigt links die Ausbildung ganz niedriger Unterzüge, mit dazwischen gespannten großen parallel zu den Seiten bewehrten Platten. Ob diese

Digitized by Google

Fig. 161 a. Trägerlose Eisenbetonplattenbrücke.

Fig. 161 b. Trägerlose Eisenbetondecke.

Unterzüge mehr oder weniger stark aus der Decke herausragen, darin braucht kein grundsätzlicher Unterschied zu liegen, soweit die Berechnung in Frage kommt. Wie dies in Fig. 160 gezeigt wird, kennzeichnen die von Stütze zu Stütze gehenden Eiseneinlagen die Bewehrung der Träger.

Digitized by Google

Der zwischen diesen vier Trägergürteln liegende Teil der Platte ist dann eine teilweise oder ganz eingespannte Eisenbetonplatte.

Hier findet eine Übertragung der Belastung von den Platten auf die Unterzüge und von diesen auf die Stützen statt.

Eine direkte Lastübertragung auf die Stützen geschieht bei Deckenausbildungen, wie sie in Fig. 161a und b an zwei Beispielen gezeigt werden. Fig. 161a stellt eine nach der Turner-Bauweise erbaute Brücke, Fig. 161b eine nach der Leonard-Bauweise ausgeführte Deckenkonstruktion in einem Fabrikbau dar.

Fig. 162a. Eiseneinlagen in den trägerlosen Decken.

Fig. 162a zeigt die Eiseneinlagen der Felder und der Stützen bei dem sog. Pilzsystem (nach Turner). Der Name Pilzsystem rührt von der pilzartigen Ausbildung der Säulenköpfe her (s. Fig. 162b). Die direkte Lastübertragung der Feldbelastung auf die

Fig. 162b. Eiseneinlagen über einem Säulenkopfe.

Stützen macht einen besonders starken Anschluß erforderlich, besonders eine sehr starke Bewehrung des Säulenkopfes.

In Fig. 163 ist eine Darstellung der Eiseneinlagen in einem Säulenkopf und in zwei anschließenden Feldern gegeben. Die zweckmäßigste Bewehrung in der Platte ist ein System von Eisengürteln, welche die Säulen parallel zu den Umfangsseiten und den Diagonalen verbinden. Es ist

Digitized by Google

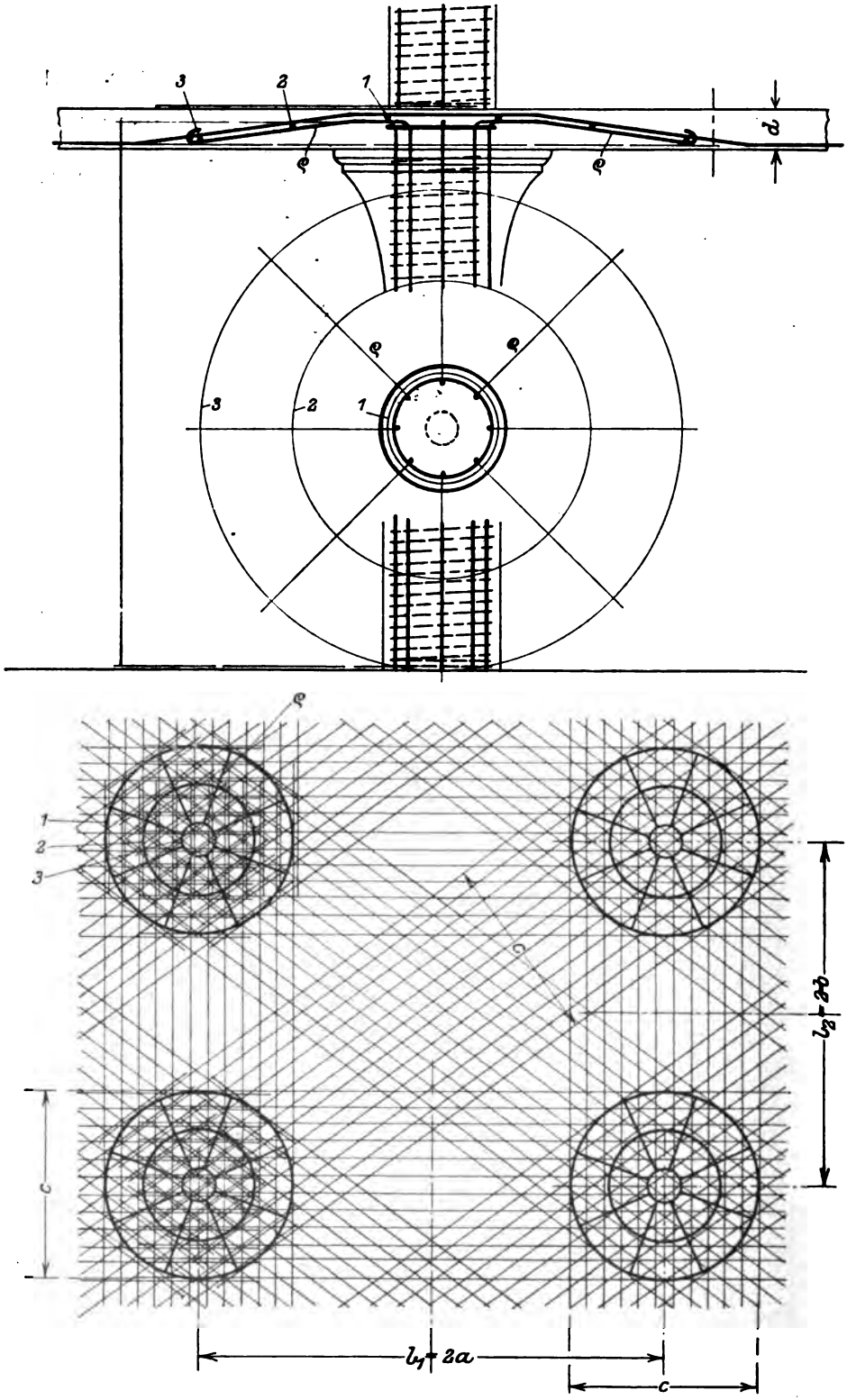


Fig. 163. Eiseneinlagen in den Platten und Säulenköpfen.

Digitized by Google

dann in jedem Punkt der Platte mindestens eine Eisenlage vorhanden. In der Feldmitte, entsprechend den positiven Biegungsmomenten, liegen die Eiseneinlagen an der Unterseite, über den Stützen an der Oberseite der Platte, entsprechend den negativen Biegungsmomenten. Die Ring- und Radialeisen am Säulenkopf im Verein mit den oberen Eiseneinlagen erzeugen eine starke Kragarmwirkung. Die aus den Stützen in die Platte hinübergeführten Radialeisen erhöhen gleichzeitig den Sicherheitsgrad bei der Aufnahme der Scherkräfte.

Versuche haben gezeigt, daß die Kragarmwirkung sich auf etwa ein Viertel bis ein Fünftel des kürzesten Säulenabstandes erstreckt, daß der Momentennullpunkt um so mehr gegen die Plattenmitte verschoben wird, je steifer die Kopfausbildung ist. Die oberen Eiseneinlagen am Säulenkopfe werden in der Nähe der Momentennullpunkte durch Abbiegungen nach unten geführt. An dieser Stelle entsteht eine gelenkartige Wirkung, ähnlich wie bei den Gelenken eines Gerberbalkens.

Durch die sich kreuzenden Eiseneinlagen wird das Verhältnis der Quer- zu den Längenänderungen des Betons stark beeinflußt. Die Steifigkeit und damit die Tragfähigkeit der Platte wird dadurch erheblich gesteigert.

Die Anordnung der Eiseneinlagen, welche die Grundlage für die Sicherheit der Konstruktion bildet, ist bei der Turnerschen Bauweise wie folgt (s. Fig. 163): Auf einer Anzahl von Radialeisen ϱ, welche durch Abbiegen der Säuleneisen erhalten werden oder auch besonders eingelegt werden können (wie Fig. 162 b), ruhen mehrere Ringe 1, 2 und 3. Über diese gehen die Eiseneinlagen der Seiten- und Diagonalgürtel hinweg.

1. Die Berechnung von Eisenbetonplatten nach dem Verfahren von Eddy.

Henry T. Eddy gibt in seinem Buch[1]) einen Weg zur Berechnung von Eisenbetonplatten an. Die Gleichungen, die er ableitet, gelten für die Turnersche Bauweise, die in Fig. 163 dargestellt ist. Doch ist der Weg, auf dem er zu diesen Gleichungen gelangt, ganz allgemeiner Natur. Man kann also unter entsprechender Berücksichtigung von konstruktiven Einzelheiten mit Hilfe von Versuchen nach den gleichen Grundsätzen auch für andere Eisenbetonplatten entsprechende Gleichungen ableiten.

Mitausschlaggebend für den Unterschied von Platte und Balken ist die Querkontraktion. An einer Stelle einer Platte mögen in zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen die Biegungsmomente M_1 und M_2 wirken. Diese Momente würden nach der Theorie des einfachen Balkens die Spannungen σ_1^0 und σ_2^0 hervorrufen.

[1]) The Theory of the Flexure and Strength of Rectangular Flat Plates applied to Reinforced Concrete Floor Slabs by Henry T. Eddy C. E. Ph. D., Professor, Verlag Rogers & Co., Minneapolis 1913.

Digitized by Google

Nach Grashof gilt bei homogenem Material für die Platte:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 = E\,\varepsilon_1 &= \sigma_1^0 - \frac{\sigma_2^0}{m} \\ \sigma_2 = E\,\varepsilon_2 &= \sigma_2^0 - \frac{\sigma_1^0}{m} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

oder in der andern Form

$$\left.\begin{aligned} E\left(\varepsilon_1 + \frac{\varepsilon_2}{m}\right) &= \sigma_1^0\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) \\ E\left(\varepsilon_2 + \frac{\varepsilon_1}{m}\right) &= \sigma_2^0\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1a)$$

Hierin bedeuten ε_1 und ε_2 die aufeinander senkrecht stehenden Längenänderungen pro Längeneinheit und m den Querkontraktionskoeffizienten.

Die Längenänderungen sind also bei der Platte in anderer Weise zu bestimmen als bei einfachen Balken. Von den Längenänderungen hängen aber die wahren Spannungen ab; in der Gleichung (1) bezeichnet $E\,\varepsilon = \sigma$ die wahren in der Platte auftretenden Spannungen.

Man muß also bei der Platte die wirklichen Spannungen $\sigma = E\,\varepsilon$ von den scheinbaren σ^0 unterscheiden. Beim Balken ist dieser Unterschied nicht vorhanden, da hier Momente und Spannungen nur in einer Ebene wirken.

Für einen Eisenbetonquerschnitt kann man das Moment der inneren Kräfte aus den Eisenspannungen ableiten. Wenn man von der Mitwirkung des Betons auf Zug absieht, gelten folgende Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= F_e^0\,\sigma_1^0\left(h_1 - \frac{x}{3}\right) \\ M_2 &= F_e^0\,\sigma_2^0\left(h_1 - \frac{x}{3}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Hier bezeichnet F_e^0 den Querschnitt eines gedachten Eisenblechs als Ersatz für die im Querschnitt auftretenden Scharen von Eiseneinlagen, $h_1 - \frac{x}{3}$ ist der Abstand der Schwerpunktlinie von F_e^0 von der Druckmittelkraft. Für die wahren inneren Momente gelten sonach die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \sigma_1\,F_e^0\left(h_1 - \frac{x}{3}\right) = E_e\,\varepsilon_1\left(h_1 - \frac{x}{3}\right)F_e^0 \\ \mathfrak{M}_2 &= \sigma_2\,F_e^0\left(h_1 - \frac{x}{3}\right) = E_e\,\varepsilon_2\left(h_1 - \frac{x}{3}\right)F_e^0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (3)$$

wenn h_1 die nutzbare Höhe des Querschnitts ist.

Digitized by Google

Durch Einsetzen von Gleichung (1) und (2) in Gleichung (3) ergibt sich

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= M_1 - \frac{1}{m} M_2 \\ \mathfrak{M}_2 &= M_2 - \frac{1}{m} M_1 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

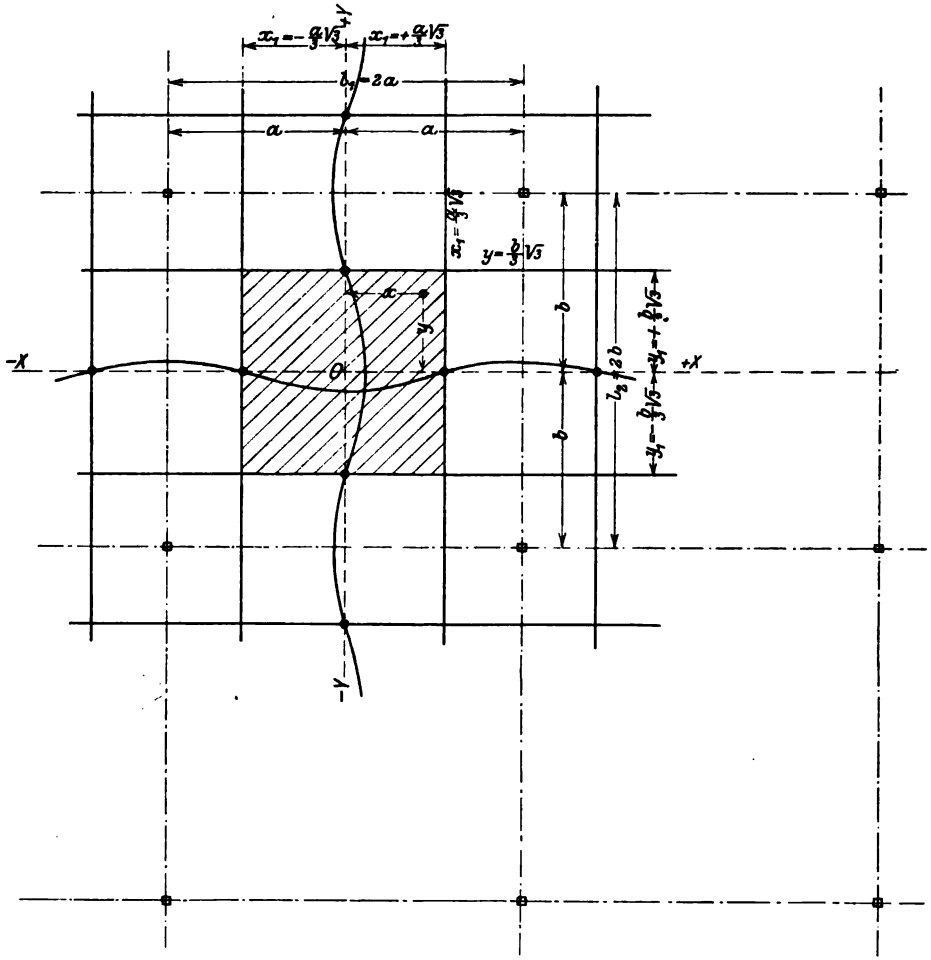


Fig. 164a.

Es läßt sich aus den Gleichungen (4) folgern:

Bei gleichen Vorzeichen von M_1 und M_2 sind die wahren Momente $\mathfrak{M}$ kleiner als die scheinbaren Momente M.

Bei verschiedenen Vorzeichen von M_1 und M_2 ist es umgekehrt. $\mathfrak{M}$ ist dann größer als M. Im selben Verhältnis wie die Momente ändern sich auch die Spannungen im Beton und im Eisen.

Digitized by Google

Eddy leitet die allgemeine Differentialgleichung für Momente und Scherkräfte für eine rechteckige Platte ab, die der Grashofschen Ableitung für homogenes Material entspricht (s. Grashof, Theorie der Elastizität und Festigkeit mit Bezug auf ihre Anwendungen in der Technik, Verlag R. Gärtner, Berlin 1878). Angenommen werde ein rechtwinkeliges Koordinatensystem, dessen Seiten parallel zu den Seiten der Platte sind und dessen Ursprung im unbelasteten Zustande in der Mitte der Platte in der Höhe der neutralen Ebene liegt (Fig. 164a). Die Durchbiegungen werden δ genannt und nach unten positiv gezählt. q ist die Belastung pro Flächeneinheit. J_0 ist ein ideelles Trägheitsmoment des Eisenbetonquerschnittes, das man in folgender Weise findet:

Setzt man

$$M = F_e^0 \sigma_e \left(h_1 - \frac{x}{3}\right)$$

oder auch

$$M = \frac{\sigma_e J_0}{h_1 - x},$$

so wird

$$F_e^0 \sigma_e \left(h_1 - \frac{x}{3}\right)(h_1 - x) = \sigma_e J_0$$

und

$$J_0 = F_e^0 \left(h_1 - \frac{x}{3}\right)(h - x) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

Unter der Annahme, daß sich die Platte nach allen Seiten unendlich weit erstreckt und die Belastung gleichförmig verteilt ist, ist die Lösung der Differentialgleichung:

$$48 E_e J_0 \delta = q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)[(a^2 - x^2)^2 + (b^2 - y^2)^2] \quad \ldots \quad (6)$$

Die Gleichung (6) benutzte Eddy auch zur Bestimmung von m, dem Querkontraktionskoeffizienten. Für bestimmte Punkte werden die Durchbiegungen δ gemessen; sonach sind für einen bestimmten Querschnitt in Gleichung (6) alle Größen bekannt bis auf m. Es ist für

$$x = 0, \quad y = 0, \quad \delta = \delta_m;$$

die Gleichung geht dann über in:

$$48 E_e J_0 \delta_m = q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)(a^4 + b^4), \quad \text{und}$$

$$\frac{1}{m^2} = 1 - \frac{48 E_e J_0 \delta_m}{q(a^4 + b^4)}.$$

Daraus ist

$$m = \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{48 E_e J_0 \delta_m}{q(a^4 + b^4)}}}.$$

Digitized by Google

m kann sonach bestimmt werden, da alle Größen auf der rechten Seite bekannt sind.

Eddy hat für das Turnersche Pilzplattensystem $m = 2$ gefunden.

Den Beweis für die Richtigkeit von Gleichung (6) erhält man auf folgende Weise:

Bildet man

$$\frac{\partial \delta}{\partial x} = \frac{q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}{48 E_e J_0} 2 (a^2 - x^2) (-2x).$$

Setzt man ferner

$$\frac{q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}{48 E_e J_0} = A,$$

so wird

$$\frac{\partial \delta}{\partial x} = -4 A x a^2 + 4 x^3 A.$$

Durch nochmalige partielle Differentiation erhält man

$$\frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} = -4 A a^2 + 12 x^2 A.$$

Schließlich wird:

$$\frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} = 24 A.$$

Entsprechend ist:

$$\frac{\partial^4 \delta}{\partial y^4} = 24 A, \quad \text{während} \quad \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^2 \partial y^2} = 0 \quad \text{wird.}$$

Es wird also:

$$\frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \delta}{\partial y^4} = 24 A + 0 + 24 A = 48 A = \frac{q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}{E_e J_0}. \quad (7)$$

Gleichung (7) stellt die Differentialgleichung dar, aus welcher Gleichung (6) bestimmt wurde.

Außerdem wird auch den Bedingungen der Platte genügt, denn für

$$x = \pm a, \quad y = \pm b \quad \text{ist} \quad \delta = 0,$$

für

$$x = 0 \text{ und } x = \pm a \quad \text{ist} \quad \frac{\partial \delta}{\partial x} = 0,$$

für

$$y = 0 \text{ und } y = \pm b \quad \text{ist} \quad \frac{\partial \delta}{\partial y} = 0,$$

wie es auch sein muß.

Digitized by Google

Die Lösung von Gleichung (7) kann nur gerade Exponenten von x und y enthalten, da bei Vertauschung von $\pm x$ und $\pm y$ sich nichts ändern darf.

Die Durchbiegungen in der Mitte und den Mitten der Seiten sind für

$$x = 0 \quad \text{und} \quad y = 0$$

$$48\, E_e J_0\, \delta_m = +q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)(a^4 + b^4),$$

$$\delta_m = \frac{q}{48\, E_e J_0}\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)(a^4 + b^4) \quad \ldots\ldots \quad (8)$$

für $x = +a, \quad y = 0$ wird:

$$48\, E_e J_0\, \delta'_m = q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) b^4,$$

$$\delta'_m = \frac{q}{48\, E_e J_0}\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) b^4 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

für $x = 0, \quad y = +b$ wird:

$$48\, E_e J_0\, \delta''_m = q\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) a^4,$$

$$\delta''_m = \frac{q}{48\, E_e J_0}\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) a^4 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

und $$\delta_m = \delta'_m + \delta''_m.$$

Die Durchbiegung in der Mitte ist also gleich der Summe der beiden Durchbiegungen in der Mitte der Seiten.

Bekanntlich ist der Krümmungshalbmesser $\varrho = \frac{E J}{M}$.

$$\text{Da} \quad M = \frac{\sigma J}{h_1 - x}$$

und

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

ist,

$$\text{wird:} \quad \varrho = \frac{h_1 - x}{\varepsilon}.$$

Daher ist

$$\varepsilon_1 = \frac{h_1 - x}{\varrho_1} = (h_1 - x)\frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2}.$$

Digitized by Google

Hieraus ergibt sich nach Einsetzung von $\frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2}$:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right) q\,(3x^2-a^2)}{12\,E_e\,F_e^0\left(h_1-\frac{x}{3}\right)} \\ \text{und entsprechend} \quad \varepsilon_2 &= \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right) q\,(3y^2-b^2)}{12\,E_e\,F_e^0\left(h_1-\frac{x}{3}\right)} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (11)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (11) in Gleichung (3) erhält man

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right)}{12} q\,(3x^2-a^2) \\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right)}{12} q\,(3y^2-b^2) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (12)$$

Das Vorzeichen ist so zu wählen, daß $\mathfrak{M}$ positiv wird für $x = 0$ und $y = 0$ und negativ für $x = \pm a$ und $y = \pm b$.

Aus der Gleichung (12) folgt, daß $\mathfrak{M}$ und ε gleich Null werden für:

$$\left.\begin{aligned} x &= \pm \tfrac{1}{3} a \sqrt{3} \\ y &= \pm \tfrac{1}{3} b \sqrt{3} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

In den vier hierdurch bestimmten Linien (s. Fig. 164a) tritt also Gegenkrümmung ein. Innerhalb dieser Linien liegt eine Fläche, die der ganzen Fläche ähnlich ist und überall positive Krümmung hat. An diese Fläche stoßen seitlich vier Flächen mit Sattelkrümmung. Über den Stützen liegen Flächen mit durchgehend negativer Krümmung.

Für die Schubspannung in der Höhe der Eiseneinlagen $(h - x)$ gilt

$$\tau = 2G\,(h-x)\,\frac{\partial^2 \delta}{\partial x\,\partial y} \quad \text{(siehe Grashof S. 353)} \quad \ldots \quad (14)$$

Aus Gleichung (6) ergibt sich nach Differentialion $\frac{\partial^2 \delta}{\partial x\,\partial y} = \emptyset$; mithin wird $\tau = \emptyset$ in Schnittflächen, die zu den Seiten parallel sind.

Aus Gleichung (4) folgt:

$$M_1 = \frac{\mathfrak{M}_1 + \frac{1}{m}\mathfrak{M}_2}{1-\frac{1}{m^2}}.$$

Digitized by Google

Setzt man hier Gleichung (12) ein, so erhält man

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{q}{12}\left[3x^2 - a^2 + \frac{1}{m}(3y^2 - b^2)\right] \\ M_2 &= \frac{q}{12}\left[\frac{1}{m}(3x^2 - a^2) + 3y^2 - b^2\right] \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (15)$$

Die Scherkräfte T_1 und T_2 entsprechend den Momenten M_1 und M_2 ergeben sich aus Gleichung (15)

$$\left.\begin{aligned} +T_1 &= \frac{dM_1}{dx} = \frac{1}{2}qx \\ +T_2 &= \frac{dM_2}{dy} = \frac{1}{2}qy \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (16)$$

Daraus folgt:

In Streifen parallel zu den Seiten entstehen an den Enden Scherkräfte wie bei einfachen, frei aufliegenden Balken mit einer Belastung $\frac{q}{2}$ pro Flächeneinheit. An jeder Plattenseite entstehen somit Scherkräfte von der Größe $q\,a\,b = \frac{1}{4}$ der Gesamtbelastung der Platte $(q \cdot 2a \cdot 2b)$.

Da an der Plattenseite 2 Platten zusammenstoßen, ist die gesamte hier auftretende Scherkraft $2\,q\,a\,b$, zu deren Aufnahme die Eiseneinlagen, die an den Seiten der Platte von Kopf zu Kopf laufen, mit herangezogen worden. Diese Schar von Eiseneinlagen möge Seitengürtel heißen. Die Breite dieser Gürtel ist etwa gleich der Breite zwischen den Linien der Gegenkrümmung zu wählen (s. Fig. 164a).

In der Praxis wird in der Regel der Gürtel und somit der Säulenkopf gleich $\frac{7}{16}\,l$ (etwas größer als vorher gefunden) gewählt, wo l die Länge der größeren Plattenseite bedeutet.

Für eine kleinere Gürtelbreite würden Stellen ohne Bewehrung entstehen, was aber in der Bauweise Turner vermieden wird.

Bei dieser Bauweise ist die Lage der Linien der Gegenkrümmung konstant. Das liegt an der Steifigkeit und Größe der Pilzköpfe und an der Anordnung der Eiseneinlagen, welche an denjenigen Stellen abgebogen sind, wo die Momentennullpunkte liegen. Es entsteht daher an diesen Stellen eine Wirkung, ähnlich von Gelenken in Gerberbalken; eine Änderung der Momentennullpunkte durch die Belastung tritt dann nicht ein.

Nur Scherkräfte, keine Momente werden von den einzelnen Plattenteilen an der Linie der Gegenkrümmung aufeinander ausgeübt.

Wir betrachten jetzt die Seitengürtel. Ihre Breiten mögen durch die Ordinaten x_1 und y_1 bestimmt sein (Fig. 164a). An diesen Stellen wird auf die Seitengürtel also die gleichmäßig verteilte Kraft $\frac{1}{2}qy_1$ pro Längenein-

Digitized by Google

heit ausgeübt. Außer diesen Lasten überträgt nach Gleichung (16) der Seitengürtel schon eine Querkraft $\frac{1}{2} q (b - y_1) 2a$ auf die Säulen wegen seiner eigenen Belastung q, da er $2 (b - y_1)$ breit und $2a$ lang ist. Das entspräche einer Last von $\frac{1}{2} q$ für die Flächeneinheit oder $\frac{2}{l} q (b - y_1)$ für die ganze Breite und die Länge l. Wenn wir die an beiden Seiten des Gürtels übertragenen Lasten $2 (\frac{1}{2} q y_1)$ auch gleichmäßig über die Breite des Gürtels verteilt denken, was bei der großen Steifigkeit des Pilzkopfes wohl zulässig ist, so ergibt sich eine Belastung von $q b$ pro Längeneinheit des Gürtels. Diese Last ist also von der Breite des Gürtels unabhängig.

Jeder Gürtel trägt $^1/_4$ der Gesamtlast der Platte. Die Annahme, daß sich die Belastung gleichmäßig verteilt, ist natürlich nicht genau. Bei einer Konstruktion mit schwachen Köpfen ist diese Annahme ganz unzulässig.

In der Mitte der Platte muß die Querkraft wegen der Symmetrie gleich Null werden.

Versuche haben aber ergeben, daß bei der Turner-Bauweise alle Eisen des Seitengürtels ungefähr gleich beansprucht werden.

Da die Gürtelbreite gleich $2 (b - y_1)$ und die Belastung gleich qb war, ergibt sich eine Belastung von $\frac{q b}{2 (b - y_1)}$ für die Flächeneinheit.

Der wirksame Eisenquerschnitt betrage F_e im Seitengürtel für die ganze Breite, so daß in Gleichung (5) geschrieben werden muß

$$J_0 = (h - x)\left(h - \frac{x}{3}\right) F_e \quad \ldots \ldots \ldots \quad (17)$$

Für die Durchbiegungen eines Seitengürtels ergibt sich aus Gleichung (6) und (17):

$$\delta_1 = \frac{\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) q b \left[(a^2 - x^2)^2 + (b^2 - y^2)^2\right]}{48 E_e (h - x)\left(h - \frac{x}{3}\right) F_e} \quad \ldots \quad (18a)$$

und für den anderen Seitengürtel

$$\delta_2 = \frac{\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) q a \left[(a^2 - x^2)^2 + (b^2 - y^2)^2\right]}{48 E_e (h - x)\left(h - \frac{x}{3}\right) F_e} \quad \ldots \quad (18b)$$

Um die in den Eiseneinlagen auftretenden Spannungen zu erhalten, kann man die Eisen durch ein gleichwertiges Eisenblech ersetzt denken.

Mit Rücksicht auf die die Seitengürtel kreuzenden Diagonalgürtel tritt eine Verstärkung des Eisenquerschnittes der Seitengürtel ein. Eddy setzt den wirksamen Eisenquerschnitt 1,5 F_e, wenn F_e den Querschnitt der Eiseneinlagen des Seitengürtels bezeichnet. Der wirksame Eisen-

Digitized by Google

querschnitt kann sich bis auf $2F_e$ erhöhen, wenn die Seitengürtel so groß gewählt werden, daß die Diagonalgürtel sie stark überschneiden, wie z. B. in Fig. 163. Unter der Annahme von $1{,}5F_e$ erhält man für die Seitengürtel zwischen $x = \pm\frac{1}{3}a\sqrt{3}$ und $y = \pm\frac{1}{3}b\sqrt{3}$ nach Gleichung (11), indem man für die Belastung $q\,a$ bzw. $q\,b$ setzt

$$ {}_e\sigma_e = E_e\,\varepsilon_1 = \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right) q\,b\,(3x^2-a^2)}{12\left(h-\frac{x}{3}\right)1{,}5\,F_e} \quad \ldots\ldots \quad (19) $$

Hier ist ${}_e\sigma_e$ die in den Seitengürteln auftretende Eisenspannung pro qcm.

Entsprechend dem wirksamen Eisenquerschnitt $1{,}5\,F_e$ ergibt sich das wahre Moment der inneren Kräfte mit

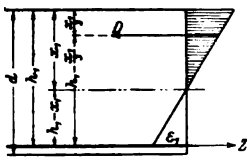


Fig. 164b.

$$ \mathfrak{M}_e = 1{,}5\,F_e\left(h-\frac{x}{3}\right){}_e\sigma_e, $$

und nach Einsetzen von ${}_e\sigma_e$ aus (Gl. 19)

$$ \mathfrak{M}_e = \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right) q\,b\,(3x^2-a^2)}{12}. $$

Für $\left(h-\frac{x}{3}\right) = 0{,}91\,h$ ein Wert, der bei bewehrten Platten der Turnerschen Bauweise sehr häufig vorkommt, und für $m = 2$ entsteht für $x = 0$

$$ \left.\begin{aligned} {}_e\sigma_e &= \frac{Q\,l}{175\,h_1 F_e} \\ \mathfrak{M}_e &= \frac{Q\,l}{128} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (20) $$

Hierin ist l entweder gleich $2\,a$ oder $2\,b$; $Q = 4\,q\,a\,b$ gleich der Gesamtlast eines Feldes und h_1 der Abstand der Achse der Eisenlagen in der Mitte des Seitengürtels von der Plattenoberfläche (Fig. 164b): Rechnet man mit den wirklich vorhandenen Eiseneinlagen F_e, so erhält man ein Moment der inneren Kräfte

$$ \left.\begin{aligned} \mu_e &= \frac{Q\,l}{128 \times 1{,}5} \\ &= \frac{Q\,l}{192} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (21) $$

Digitized by Google

Wenn man den Seitengürtel zwischen den Linien der Gegenkrümmung, wo er nur durch vertikale Scherkräfte gehalten wird, nach der Theorie der einfachen Balken berechnet, so ergibt sich:

$$\mu = \frac{Ql}{48},$$

woraus sich durch Vergleich mit Gl. (21) die Vorteile der Plattentheorie erkennen lassen.

Direkte Messungen an einem Seitengürtel des St.-Paul-Bread-Co.-Gebäudes ergaben für drei Eiseneinlagen, von denen (a) in Gürtelmitte, (b) am Gürtelrand und (c) dazwischen lag, folgende Werte:

Verkehrslast	kg/qm	529	1547	2035
$_e\sigma_e$ (a)	kg/qcm	538	1055	1261
$_e\sigma_e$ (b)	kg/qcm	498	997	1158
$_e\sigma_e$ (c)	kg/qcm	515	979	1206

Berechnet man $_e\sigma_e$ nach Gleichung (20), so ergibt sich

	kg/qcm	352	1015	1336

Da bei Gleichung (20) die Zugspannungen im Beton vernachlässigt sind, kann eine Übereinstimmung erst bei höheren Belastungen erwartet werden. Jenseits der Fließgrenze des Eisens verlieren aber bekanntlich die Gleichungen ihre Gültigkeit.

Sind die Spannungen im Eisen bekannt, so erhält man die Druckspannung σ_{bd} im Beton

$$\sigma_{bd} = \frac{x\,\sigma_e}{(h-x)\,n} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (22)$$

In der oberen Fläche der Seitengürtel treten in der Mitte im Beton Zugspannungen senkrecht zur Richtung des Seitengürtels auf, die aber bei einer steifen Ausbildung wie beim Pilzsystem wegen der großen Steifigkeit der Säulenköpfe nur sehr gering sind und vernachlässigt werden können. Diese Annahme wird durch Versuchsergebnisse insofern bestätigt, als alle Eiseneinlagen der Seitengürtel gleich stark beansprucht werden, wie vorher gezeigt wurde.

Bei den Spannungen am Säulenkopf ist zu beachten, daß sich zwei Seitengürtel überdecken. Die beiden Gleichungen (18) gelten gleichzeitig, und außerdem ist die erhöhte Eisenbewehrung zu berücksichtigen. Nennt man den hier vorhandenen Eisenquerschnitt ΣF_e, so ergibt sich nach Gleichung (18) durch Einsetzen von ΣF_e und der Belastung beider Gürtel $q\ (a+b)$

$$\delta = \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right) q\,(a+b)}{48\,E_e\,(h-x)\left(h-\frac{x}{3}\right)\Sigma F_e}\,[a^2-x^2)^2+(b^2-y^2)^2] \quad . \quad (23)$$

Digitized by Google

ΣF_e setzt sich zusammen aus den beiden Scharen von Eiseneinlagen der Seitengürtel, aus den Diagonalgürteln, ferner aus den Radial- und Ringeisen. An jedem Kopf übergreifen sich entweder die Scharen der Seitengürtel oder der Diagonalgürtel. In diesem Falle sind außer den Ring- und Radialeisen 6 Scharen von Eiseneinlagen über dem Kopfe (s. Grundriß Fig. 163). Der Abstand der Schwerpunktsebene der Eiseneinlagen von der Unterkante werde mit h_2 bezeichnet (Fig. 164c). Unter Berücksichtigung der Radial- und Ringeisen setzt Eddy in diesem Falle $\Sigma F_e = 7{,}5\ F_e$. Doch sollte der Wert in jedem Einzelfall besonders bestimmt werden.

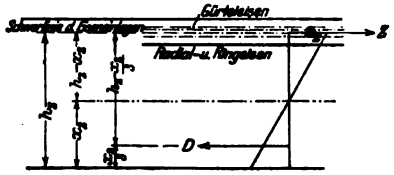


Fig. 164c.

Unter dieser Annahme ergibt sich die Spannung der Eiseneinlagen am Kopfe

$$k\sigma_e = E_e\,\varepsilon = E_e\,(h_2 - x_2)\,\frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2}\,.$$

Setzt man für E den Wert aus Gleichung (11) und für den Eisenquerschnitt $7{,}5\,F_e$ ein, so erhält man:

$$\left.\begin{aligned} k\sigma_e &= \frac{\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) q\,(a+b)\,(3x^2 - a^2)}{90\left(h_2 - \frac{x_2}{3}\right) F_e} \\ \text{und} \\ \mathfrak{M}_k = 7{,}5\,F_e\left(h_2 - \frac{x_2}{3}\right) k\sigma_e &= \frac{\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) q\,(a+b)\,(3x^2 - a^2)}{12} \end{aligned}\right\} \quad (24)$$

Unter der Annahme, daß $h_2 - \frac{x_2}{3} = 0{,}83\,h_2$, und $m = 2$, ergibt sich

$$k\sigma_e = \frac{Q\,l_1\,(l_1 + l_2)\left(\frac{12\,x^2}{l_1^2} - 1\right)}{800\,h_2\,l_2\,F_e} \quad \ldots\ldots\ (24a)$$

wenn $l_1 = 2a$ und $l_2 = 2b$ und $q\,l_1 = \frac{Q}{l_2}$ ist.

Unter der Voraussetzung, daß der Durchmesser des Säulenkopfes $0{,}2\,l_1$ beträgt, erhält man für eine quadratische Platte am Rande des Säulenkopfes die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} k\sigma_e &= \frac{Q\,l}{435\,h_2\,F_e} \\ \mathfrak{M}_k &= \frac{Q\,l}{70} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ (25)$$

Digitized by Google

Ist $h_2 = 0{,}4\,h_1$, so wird ${}_k\sigma_e = \frac{Q\,l}{174\,h_1\,F_e}$; daraus folgt, daß für $h_2 > 0{,}4\,h_1$ (h_1 nutzbare Höhe der Seitengürtel), wie es stets der Fall ist, die Spannungen in den Seitengürteln ${}_s\sigma_e$ größer werden als die Eisenspannungen ${}_k\sigma_e$ am Rande des Kopfes.

Bei der starken Bewehrung am Rande des Säulenkopfes wird in der Regel die Druckspannung in der Platte an dieser Stelle größer sein als in der Mitte des Seitengürtels. In den letzteren tritt aber in der Längsrichtung Druck, in der Querrichtung Zug im Beton auf.

Am Säulenkopf tritt im Beton jedoch nach beiden Richtungen Druck auf. Aus diesem Grunde müßte hier eine größere Druckspannung im Beton zulässig sein, als in der Mitte der Seitengürtel.

Die größte Zugspannung in den Eiseneinlagen über dem Säulenkopf tritt in der Mitte auf und beträgt bei einer quadratischen Platte:

$$\left.\begin{aligned} {}_k\sigma_e &= \frac{Q\,l}{200\,h_2\,F_e} \\ \mathfrak{M}_k &= \frac{Q\,l}{31} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (26)$$

wenn wir in Gleichung (24a) $x = \frac{l}{2}$ und $l_1 = l_2 = l$ setzen.

Setzt man $h_2 = \frac{7}{8}\,h_1$, so wird ${}_k\sigma_e = \frac{Q\,l}{175\,h_1\,F_e}$. Vergleicht man die Eisenspannungen über dem Kopfe mit ${}_s\sigma_e$ beim Seitengürtel, so sieht man, daß ${}_k\sigma_e$ kleiner ist als ${}_s\sigma_e$ für $h_2 \quad \frac{7}{8}\,h_1$.

Im übrigen sind diese Spannungen so wenig verschieden, daß eine Verringerung der Eiseneinlagen im Kopfe nicht ratsam ist. Um ${}_k\sigma_b$ und ${}_k\sigma_e$ klein zu halten, muß h_2 groß sein, die Bewehrung am Rande des Säulenkopfes also möglichst hoch liegen. Außerhalb dieser Linien nehmen die Momente sehr schnell ab, und die Lage der Eisen kann dementsprechend verändert werden. Da die Platte am Kopfe eine Art Einspannung erhält, sind die obigen Werte alle etwas zu groß.

Für die Spannungen in den Diagonalgürteln gilt folgendes: Da an den Linien der Gegenkrümmung keine Momente irgendwelcher Art übertragen werden, hängt die Krümmung des inneren Rechtecks nur von den darauf ruhenden Belastungen ab. Gleichung (6) gilt auch hier, wenn J_0 innerhalb dieser Fläche gleichbleibt, wie es auch bisher angenommen wurde.

Denkt man sich die Koordinatenachsen um 45° gedreht, so wird

$$x = \tfrac{1}{2}\sqrt{2\,(x' + y')} \quad \text{und} \quad y = \tfrac{1}{2}\sqrt{2\,(x' - y')},$$

x', y' sind die neuen Koordinaten.

Digitized by Google

Danach wird aus Gleichung (6) für eine quadratische Platte

$$\delta = \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right) q\, c}{24\, E_e (h-x)\left(h-\frac{x}{3}\right) \Sigma F_e} \left(a^4 - a^2(x'^2+y'^2) + (x'^2-y'^2) + \frac{1}{4}(x'^2+y'^2)^2\right) \quad (27)$$

Hierin ist c die Breite des Diagonalgürtels; in der Regel ist $c = \frac{7}{8}\, a$ und für rechteckige Platten ist $c = \frac{7}{16}(a+b)$. Die allgemeine Differentialgleichung wird durch Gleichung (27) erfüllt, wie es der Fall sein muß, da die Gleichung (7) von der Lage der Achsen unabhängig ist.

Bezeichnen ε_1' und ε_2' die Längenänderungen der Diagonaleisen, so wird

$$\varepsilon_1' = \varepsilon_2' = \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2}(h-x) = \frac{\left(1-\frac{1}{m^2}\right) q\, c\, [2a^2 - 3(x'^2+y'^2)]}{24\, E_e \left(h-\frac{x}{3}\right) \Sigma F_e} \quad (28)$$

Für $\varepsilon = 0$ und somit $\sigma_e = 0$ erhält man $x'^2 + y'^2 = \frac{2}{3}\, a^2$ einen Kreis, der durch die Schnittpunkte der Linien der Gegenkrümmung geht (siehe Fig. 165).

ΣF_e wird ähnlich wie beim Seitengürtel durchschnittlich mit $1{,}5\, F_e$ angenommen, wo F_e den Querschnitt der Eisen eines Diagonalgürtels bedeutet. Der wirksame Eisenquerschnitt in der Mitte ist aber größer, da dort die Haupteisenmasse liegt.

Es entspricht $1{,}5\, F_e$ der Breite c des Diagonalgürtels.

Auf die Einheit entfällt $\frac{1{,}5\, F_e}{c}$. Da $c = \frac{7}{8}\, a$, so entfällt auf die Einheit

$$\frac{1{,}5\, F_e}{\frac{7}{8}\, a} \cong \frac{2\, F_e}{a}.$$

Für eine rechteckige Platte ist:

$$J_0 = \frac{2\, F_e (h_3 - x_3)\left(h_3 - \frac{x_3}{3}\right)}{a+b} \quad \ldots\ldots \quad (29)$$

Es entsteht dann im Diagonalgürtel eine Spannung im Eisen ${}_D\sigma_e$:

$$\left.\begin{aligned} {}_D\sigma_e &= -\frac{C_1\, Q\, l_1}{256\, F_e \left(h_3 - \frac{x_3}{3}\right)} \\ \mathfrak{M}_D &= \frac{C_1\, Q\, l_1}{128} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

Digitized by Google

Hierin ist:

$$C_1 = \frac{1}{4}\left(\frac{l_1}{l_2} + 1\right)\left(1 + \frac{l_2^2}{l_1^2}\right).$$

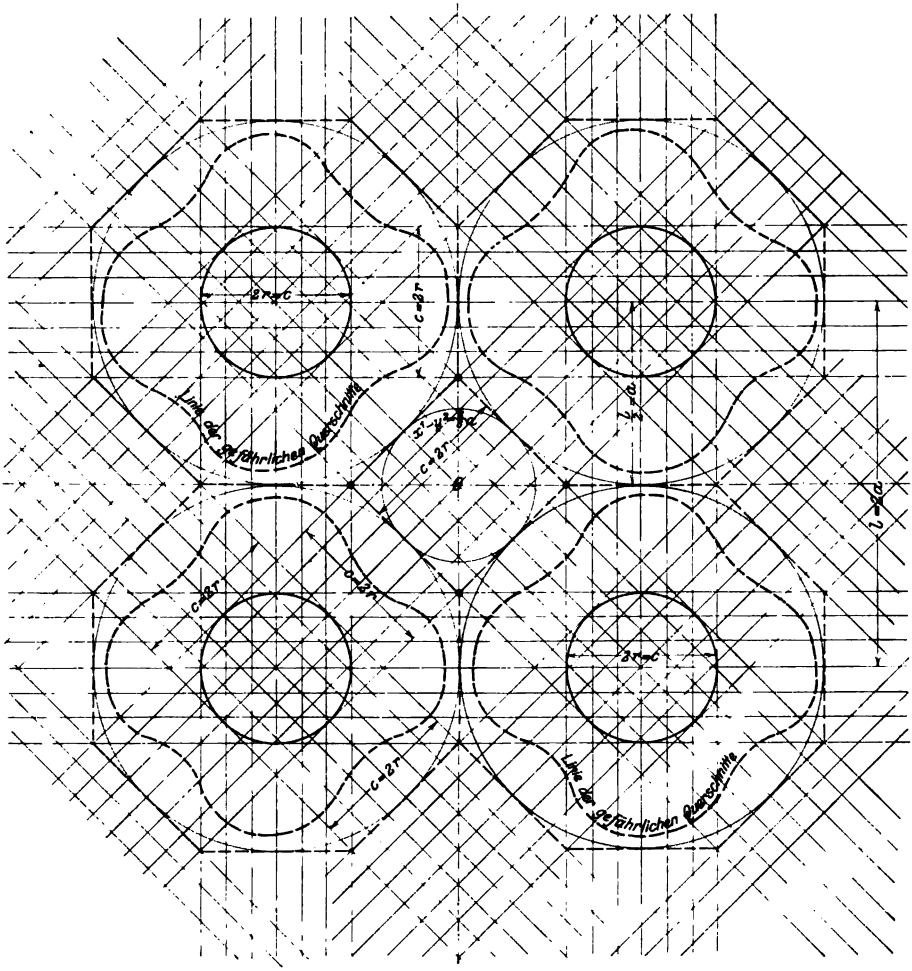


Fig. 165. Linien der gefährlichen Querschnitte.

Bewegt sich $\frac{l_1}{l_2}$ von 1 bis 0,75, so bewegt sich C_1 von 1 bis 1,042, kann also rund gleich 1 gesetzt werden. Die Gleichungen stellen nur Näherungsformeln dar, genügen aber, um zu zeigen, daß die Spannung in den Eiseneinlagen der Seitengürtel größer ist, als im Diagonalgürtel, denn setzt man

$$h_3 = 0{,}9\, h_1$$

Digitized by Google

und

$$h_3 - \frac{x_3}{3} = 0{,}89\, h_3,$$

so erhält man aus Gleichungen (30) und (20)

$$_D\sigma_e = \frac{175}{228}\, {}_e\sigma_e, \quad \text{mithin ist} \quad {}_D\sigma_e < {}_e\sigma_e.$$

Bestimmung der Linien der gefährlichen Querschnitte. Schlußfolgerungen.

Versuche haben gezeigt, daß im Bruchstadium die Linien der schwächsten Stellen im Diagonalgürtel nicht in der Mitte, sondern an derjenigen Stelle entstehen, wo sich zwei Gürtel von Eisen gerade nicht mehr kreuzen.

Diese Linien sind in Fig. 165 eingezeichnet. Das läßt sich aus folgendem erklären:

Bei der normalen Anordnung einer Plattenbewehrung wie in Fig. 165, wo die Eisengürtel nicht breiter als die Köpfe sind, berührt bei quadratischen Platten ein Kreis mit der Stützenmitte als Mittelpunkt und $\frac{l}{2}$ als Radius die vier Diagonalgürtel. Um diesen Kreis läßt sich ein Achteck zeichnen, das überall nur eine Eiseneinlage trifft. Innerhalb dieses Achteckes ist alles symmetrisch angeordnet, wodurch es wahrscheinlich wird, daß bei beginnendem Bruchstadium alle Eisen an der Schnittstelle mit dem Achteck gleich beansprucht werden. Da die Spannungen in der Mitte des Seitengürtels die größten sind, ist dieses Achteck die Linie der gefährlichsten Spannungen.

Ein weiterer Beweis dafür, daß die Spannungen in den Diagonaleisen im Schnitt mit dem Achteck die Spannungen der Seitengürtel erreichen, ist folgender: Die Diagonaleisen liegen in einem Dreieck, dessen Seiten die Seitengürtel bilden. Diese verlängern sich und übertragen die Längenänderungen auf die Diagonaleisen. Die Resultante dieser Dehnungen bedingt aber bekanntlich in den Diagonaleisen die gleiche Spannung, die in den Seiteneisen herrscht. Diese Folgerungen gelten natürlich nur in der Nähe des Bruches, da vorher von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung nicht die Rede sein kann.

Bisher war angenommen, daß sich neben der betrachteten Platte nach allen Seiten bis ins Unendliche andere Platten befinden. Es zeigte sich nun nach Versuchen, daß bei einer starren Ausbildung der Säulenköpfe und einer entsprechenden Anordnung der Eiseneinlagen, wie beim Pilzsystem, eine nahezu vollständige Einspannung der Platte längs der Seitengürtel angenommen werden kann.

Die Ring- und Radialeisen haben vor allem Scherkräfte und örtliche Biegungsmomente aufzunehmen. Beschreiben wir um die

Digitized by Google

Säule einen Kreis und schneiden an ihm die Platte durch, so erhalten wir eine Zylinderfläche. Als Scherkraft entsteht in dieser Fläche die Gesamtlast einer Platte, vermindert um die Last, die innerhalb des Zylinders liegt. Je kleiner der Kreis, desto größer werden natürlich die Scherspannungen; sie erreichen ihren Höchstwert am Rande des Säulenkopfes.

Nimmt man an, daß am Rande des Säulenkopfes bei großen Scherkräften ein Riß entstehe, so werden die Scherkräfte durch die Radialeisen und die abgebogenen Gürteleisen aufzunehmen sein. Wie die Verteilung auf diese beiden Eiseneinlagen erfolgt, wäre erst durch Versuche festzustellen. Da die Radialeisen gleichzeitig Längseisen in den Säulen sind, entsteht eine Kragarmwirkung, welche Biegungsspannungen hervorruft. Daraus folgt, daß die Radialeisen sehr kräftig sein müssen. Die Berechnung der abgebogenen Gürteleisen kann genau so erfolgen wie bei Aufbiegungen bei einem gewöhnlichen Balken, wenn die Scherkräfte gegeben sind.

Jedenfalls haben die Versuche gezeigt, daß die große Zahl der vorhandenen Eiseneinlagen zur Aufnahme der Scherkräfte am Rande des Säulenkopfes genügen, während der Beton in erster Linie dazu dient, die Eisen seitlich zu stützen.

Die Ringeisen, welche sowohl die Radial- als auch die Gürteleisen ihrer Lage nach festlegen sollen, sollten etwa halb so stark sein wie die Radialeisen.

Das Eddysche Verfahren zur Berechnung von Eisenbetonplatten nach der Ausbildung in Fig. 163, die einer nahezu vollkommenen Einspannung längs der vier Seiten gleichzusetzen ist, geht von der Grashofschen Theorie für homogenes Material aus. Die Einführung des Querkontraktionskoffizienten m macht das Verfahren unabhängig von dem Material. Die aus Versuchen ermittelte Zahl m ist ein Koeffizient, der von der Steifigkeit der Konstruktion und von der Verteilung der Eiseneinlagen über die ganze Platte abhängig ist. Dadurch, daß Eddy bei seiner Theorie die Eiseneinlagen durch ein Eisenblech ersetzt, wird gezeigt, daß man sich der Theorie am besten nähert, wenn eine sehr gute Verteilung der Eiseneinlagen erfolgt. Man wird daher eine größere Zahl dünner Eisenstäbe einer kleineren Zahl dicker Stäbe des gleichen Eisenquerschnittes vorzuziehen haben. Eine Ausnahme machen nur die auch auf Biegung beanspruchten Radialeisen, für die stärkere Eisendurchmesser zu wählen sind.

Die nach dem Verfahren von Eddy aufgestellten Gleichungen für die an verschiedenen Stellen im Seiten- und Diagonalgürtel auftretenden Momente ergeben kleine Werte im Vergleich mit den aus der Balkentheorie errechneten. Das kann nicht überraschen, wenn man bedenkt, daß die Querkontraktion beim einfachen Balken fehlt, und da die Diagonalgürtel die Lasten auf die Säulen direkt übertragen,

Digitized by Google

wodurch eine Entlastung der Seitengürtel und der ganzen anderen Platte hervorgerufen wird. Das Verfahren von Eddy gibt einen Weg an, auf welchem man mit Hilfe von Versuchen zu einem brauchbaren Dimensionierungsverfahren gelangen kann. Es ist allerdings einseitig, denn es ist nur für eine ganz bestimmte Bauweise ausgebildet und darf nicht auf alle Arten von Eisenbetonplatten angewendet werden, die nach verschiedenen Richtungen bewehrt sind. Ferner ist eine Grundbedingung für die Eddysche-Methode eine sehr steife Ausbildung des Säulenkopfes.

Es bleibt daher weiteren systematischen Versuchen vorbehalten, eine für verschiedene Ausbildung der Platten und deren Anschluß an die tragenden Konstruktionsteile gültige Theorie der Berechnungen aufzustellen.

2. Näherungsverfahren.

Neben dem in neuer Zeit entstandenen Verfahren von Eddy zur Berechnung von Eisenbetonplatten ist in Amerika noch ein anderes Verfahren üblich, es ist dasjenige von Turneaure und Maurer[1]), welches gleichfalls auch auf Versuchen aufgebaut ist (hierzu Fig. 166).

Bei diesem Verfahren wird die Annahme gemacht, daß die Linie der Gegenkrümmungen als Kreis anzunehmen ist. Die Platte innerhalb dieses Kreises wird als Kragplatte aufgefaßt. Die Momentennullpunkte oder Punkte der Gegenkrümmung eines beiderseitig eingespannten Balkens liegen in $\frac{l}{5}$. Als Radius der Kragplatte ist also ein mittleres Maß zu nehmen von $\frac{l}{5}$.

Die Berechnung der Kragplatte erfolgt mit Hilfe von Schaulinien, die Turneaure und Maurer ermittelt haben. Diese Schaulinien geben die tangentialen und radialen Momente an der Säule an, und zwar für eine über die Platte verteilte gleichförmige Belastung und für eine an dem Umfang der Kragplatte konzentrierte Last.

Die Größe dieser Momente ist in Abhängigkeit gebracht von dem Verhältnis der Radien r und r_0 der Kragplatte und des Säulenkopfes. Die Größe der konzentrierten Last an dem Umfang ergibt sich mit

$$P = q\frac{(l^2 - r^2\pi)}{2r\pi}$$

pro Längeneinheit des Umfangs. Das Gesamtmoment ergibt sich aus der Addition der Einzelmomente.

---

[1]) Turneaure und Maurer, Prof. der Univ. Wisconsin, Principles of Reinforced Concrete Construction. Verlag John Wiley & Sons, New York.

Digitized by Google

Der Rest der Platte wird wieder in Seiten- und Diagonalgürtel zerlegt und die Belastung entsprechend der Zahl der sich kreuzenden Eiseneinlagen angenommen. In Fig. 166 ist in dem Diagonalgürtel $\overline{1\,2}$ und dem Seitengürtel $\overline{3\,4}$ angegeben, welcher Teil der Belastung q auf den Gürtel entfällt.

Dies ist im allgemeinen der bei diesem Verfahren eingeschlagene Weg, der nicht so einfach ist wie das Eddysche Berechnungsverfahren.

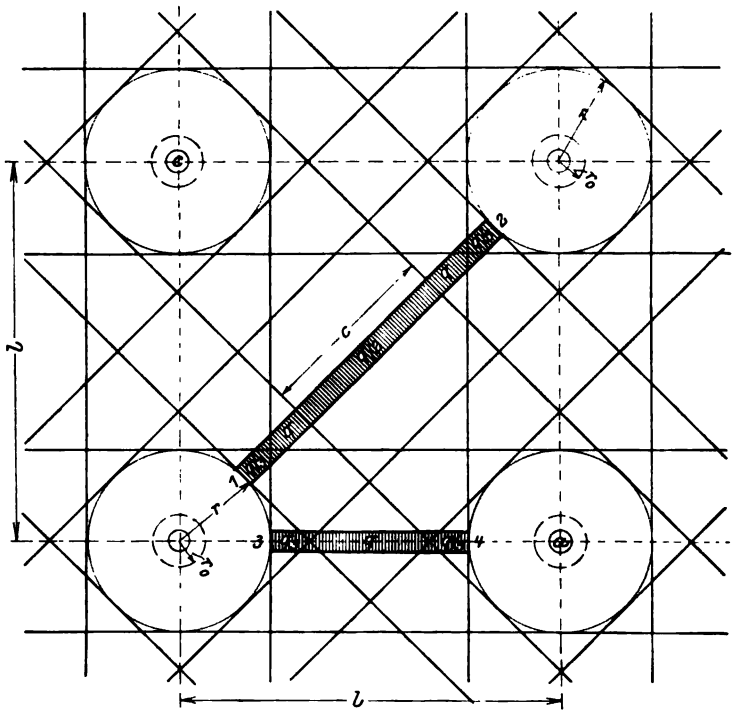


Fig. 166.

Schließlich soll auf eine Näherungsberechnung hingewiesen werden, welche unter dem Namen Kragarmmethode bekannt ist.

Man nimmt an, daß in einer Entfernung von $\frac{l}{5}$ vom Säulenkopf Gegenkrümmung eintritt.

Die Teile bis zur Gegenkrümmung rechnet man als Kragarme (Fig. 167a).

Auf jede Seite des Säulenkopfes kommt als Belastung: Die gleichmäßig verteilte Last des schraffierten Teils und eine Einzellast in der Linie *1—2*. Die Einzellast ist der Auflagerdruck der übrigen Platte.

Digitized by Google

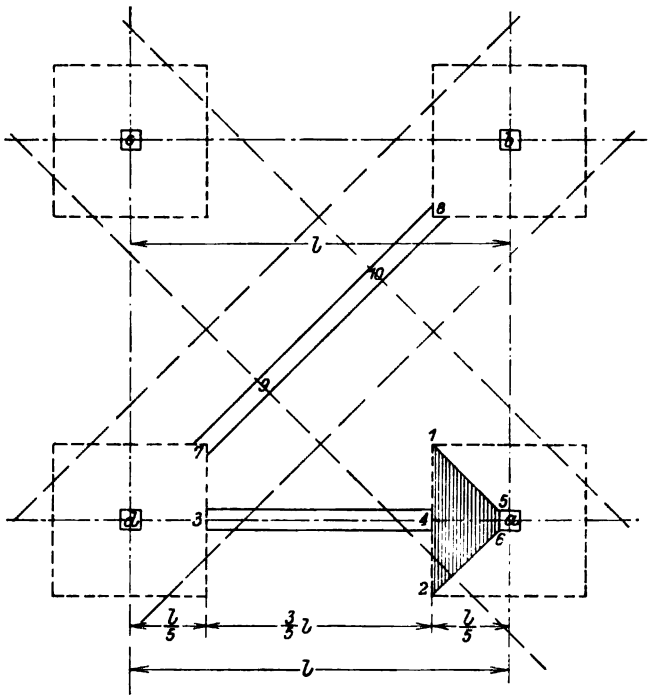


Fig. 167 a.

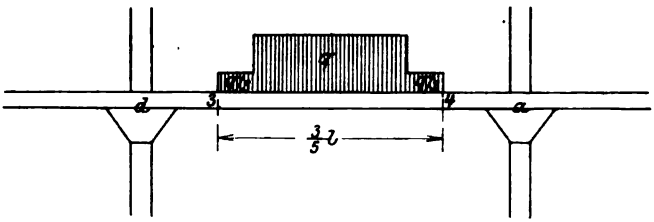


Fig. 167 b.

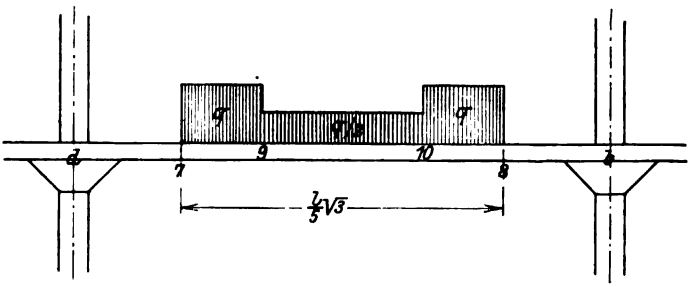


Fig. 167 c.

Digitized by Google

Die Größe der Last erhält man, wenn man die Gesamtlast der Platte, vermindert um die Last des als Kragarm wirkenden Teils, durch 4 dividiert. Beispielsweise erhält man mit der Belastung q pro Quadratmeter die Einzellast.

$$P = \frac{1}{4}\left(l^2 - \frac{4\,l^2}{25}\right) q.$$

Maßgebend ist das Moment an der Stelle *5—6*. Nach ihm wird die Stärke des Säulenkopfes bestimmt. Aus Zwischenmomenten kann man auch an Zwischenpunkten die erforderliche Stärke des Säulenkopfes feststellen.

Außerhalb der Gegenkrümmung wird die Platte als einfacher Balken berechnet, und zwar von der Länge *3—4* für die Seitengürtel (Fig. 167b) und *7—8* für die Diagonalgürtel (Fig. 167c).

Wenn die Bewehrung entsprechend auch direkt zwischen den Säulen diagonal und parallel zu den Seiten verläuft, so nimmt man an, daß an Stellen, wo mehrere Eisenlagen vorhanden sind, jede Lage den gleichen Teil der Belastung aufzunehmen hat. Fig. 167c zeigt eine dementsprechende Belastungsannahme des Diagonalgürtels; Fig. 167b zeigt diejenige des Seitengürtels.

Maßgebend sind die Momente in der Mitte der beiden Gürtel.

3. Versuche mit Eisenbetonplatten.

Die Richtigkeit der Eddyschen Berechnung für die Spannungen in den Eiseneinlagen wurde an einer Versuchsplatte nach Fig. 168 nachgeprüft. Der verwendete Beton war von einer Mischung 1 : 2 : 4. Die Versuche wurden an 4 Wochen alten Eisenbetonplatten ausgeführt. Die Abmessungen der Platte waren:

Stärke: 15,24 cm,
Belastete Fläche: 5,486 × 5,486 m (im Mittel)
Spannweite: 3,658 m,
Säulenkopf: 106,7 × 106,7 cm,
Säule: 45,7 × 45,7 cm,
Bewehrung jedes Gürtels: 11 Rundeisen mit 9,5 mm Durchmesser,
F_e = Eisenquerschnitt eines Gürtels: 7,84 qcm,

$h_1 - \frac{x}{3} = 0{,}9 \cdot h$ angenommen; $h = 14{,}61$ cm.

Im Diagonalgürtel setzt man:

$$h_3 - \frac{x_3}{3} = 0{,}89\,h_3 = 0{,}89 \cdot 13{,}02 = 11{,}6\text{ cm}.$$

Durchmesser des äußeren Ringeisens im Pilzkopf: 1,67 m.
Durchmesser des inneren Ringes: 1,067 m,
8 Radialeisen von 28,6 mm ∅.
(Vgl. hierzu Fig. 168, welche auch die Flächeneinteilung zeigt, nach der die Belastung aufgebracht wurde.)

Digitized by Google

Zusammenstellung 1: Lasten auf der Platte (nach Fig. 168).

Belastung auf Fläche	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10	
	kg/m²	Summe kg	kg/m²	Summe kg	kg/m²	Summe kg	kg/m²	Summe kg	kg/m²	Summe kg	kg/m²	Summe kg	kg/m²	Summe kg	kg/m²	Summe kg	kg/m	Summe kg	kg/m²	Summe kg
A	492	1486	984	2972	984	2972	2077	6270	3053	9 218	3594	10 851	3775	11 395	4390	13 250	4 390	13 250	4 390	13 250
B	492	1486	984	2972	984	2972	2077	6270	3053	9 218	3594	10 851	3775	11 395	4390	13 250	4 390	12 250	4 390	13 250
C	492	1149	984	2286	2043	4744	4208	9773	6163	14 309	7225	16 786	7665	17 797	9228	21 426	13 131	30 498	16 255	37 755
D	492	1486	984	2972	984	2972	2077	6270	3053	9 218	3594	10 851	3775	11 395	4390	13 250	4 390	13 250	4 390	13 250
E	492	1486	984	2972	984	2972	2077	6270	3053	9 218	3594	10 851	3775	11 395	4390	13 250	4 390	13 250	4 390	13 250
F													1221	4 790	1221	4 790	1 221	4 790	1 221	4 790
G													1221	4 790	1221	4 790	1 221	4 790	1 221	4 790
H													1221	4 790	1221	4 790	1 221	4 790	1 221	4 790
I													1221	4 790	1221	4 790	1 221	4 790	1 221	4 790

Zusammenstellung 2: Lasten q und Spannungen in den Eiseneinlagen der Platte. (Nach Versuch und Berechnung.)

	Belastung:	1	2	3	4	5	6	7
Diagonalgürtel	Beobachtete Längenänderung des mittelsten Eisens in mm, (Meßstrecke = 20,32 cm)	0,00066	0,00147	00,0180	0,00356	0,00947	0,01595	0,01798
	${}_D\sigma_e$ aus der Längenänderung errechnet kg/cm²	68,6	153	187	369	984	1655,7	1866,7
	q berechnet nach Gleichung 31	329,3	734	898	1771	4723	7949	8962
Seitengürtel	Mittlere beobachtete Längenänderung in mm (Meßstrecke = 20,32 cm)	0,00043	0,00079	0,00099	0,00320	0,01019	0,01730	0,01925
	${}_s\sigma_e$ aus den Längenänderungen errechnet in kg/cm²	44,8	81,5	102,6	332,3	1055	1793	1997

Digitized by Google

Zusammenstellung 1 zeigt die Größe der Lasten auf den einzelnen Flächen und auf der Platte. Die Dehnungen der Eisen wurden durch Berrysche Dehnungsmesser in den auf Fig. 168 bezeichneten Punkten gemessen bis zur Belastung Nr. 8. Von Last 8 ab begann die Platte nachzugeben, ohne aber völlig zusammenzubrechen.

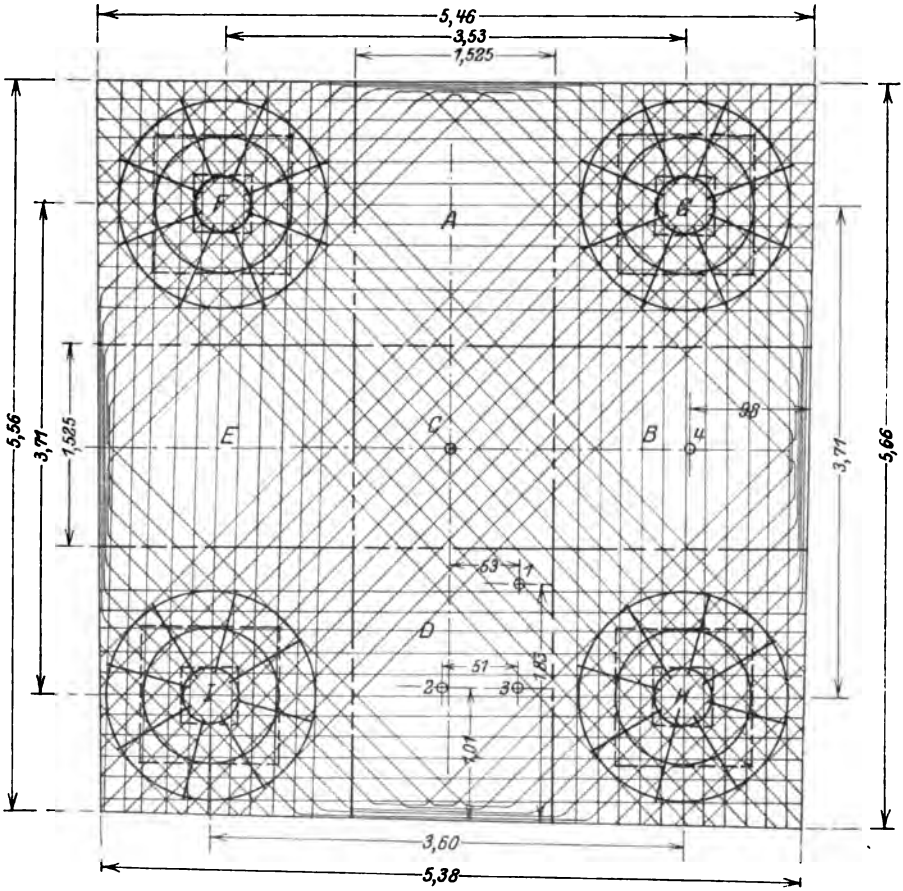


Fig. 168.

Ferner wurden die Durchbiegungen gemessen. Da die Fläche der Platte 13,378 qm beträgt, errechnet sich nach Gleichung 30 eine der wirklichen Belastung äquivalente gleichmäßig verteilte Belastung aus der durch Messungen festgestellten Spannung ${}_D\sigma_e$ im Diagonalgürtel wie folgt:

$$q = \frac{Q}{13{,}378} = \frac{256\left(h_3 - \frac{x_3}{3}\right)F_e}{13{,}378\,l}\,{}_D\sigma_e,$$

Digitized by Google

was bei unserem Beispielt ergibt:

$$q = \frac{256 \cdot 0{,}89 \cdot 13{,}02 \cdot 7{,}84}{13{,}378 \cdot 365{,}8} \, {}_D\sigma_e = 4{,}8 \, {}_D\sigma_e \quad \ldots \quad (31)$$

($_D\sigma_e$ wurde aus den beobachteten Dehnungen errechnet.)

Diese Lasten q finden sich in Zusammenstellung 2, den einzelnen beobachteten Werten von $_D\sigma_e$ entsprechend. Sie nähern sich bei höheren Belastungen immer mehr der tatsächlichen Belastung des Mittelfeldes.

Die Bruchlast betrug ungefähr 120 Tonnen. Sie ruhte 24 Stunden auf der Platte, welche nicht brach, sondern sich allmählich bis auf 22,5 cm durchbog, ohne gänzlich zusammenzubrechen.

Die errechnete gedachte Belastung q nähert sich immer mehr der Belastung des Mittelfeldes C, wie ein Vergleich von Zusammenstellung 2 mit 1 zeigt. Die Spannungen $_s\sigma_e$ in den Seitengürteln, sowohl als auch $_D\sigma_e$ in den Diagonalgürteln sind innerhalb kleiner Belastungen sehr gering, was darauf hinweist, daß die Eiseneinlagen erst bei höheren Belastungen zur vollen Wirkung gelangen, ähnlich wie dies bei Umschnürungen der Fall ist. Bei höheren Belastungen wird $_s\sigma_e$ größer als $_D\sigma_e$, wie auf S. 518 nachgewiesen wurde.

Versuche an einer Platte nach Figur 169.

Wie bedeutend der Einfluß der Steifigkeit des Kopfes und der Anordnung der Eiseneinlagen der Platte ist, geht aus einem Parallelversuch mit einer Platte nach Bauart Fig. 169 hervor.

Die Grundidee dieser Eisenbetonplatte ist, längs der Gürtel eine reine Balkenwirkung zu erzielen.

Die Abmessungen der Platte waren:

Stärke = 15,24 cm, wie bei der ersten Platte,
Spannweite $l_1 = l_2 = 3,658$ m, wie bei der ersten Platte,
Fläche: 4,877 × 4,877 m (etwas kleiner wie vor),
Eiserne Lagerplatte auf der Säule = 50,8 × 50,8 × 1,27 cm.
Säule: Eisenrohr von 14 cm Durchmesser mit Betonfüllung.

Die Eisenbewehrung der Gürtel war wie bei der Pilzplatte. Das Gesamtgewicht der Bewehrung war etwas geringer, nämlich 13 kg/qm der ganzen Platte gegenüber 15 kg/qm, oder auf den Teil der Versuchsplatte zwischen den Säulenmitten berechnet 10 kg/qm gegenüber 12 kg/qm.

Die Belastungen der Platte ergeben sich aus Zusammenstellung 3. Nach einer geringen Überschreitung von Last 4 brach die Platte plötzlich völlig zusammen und wurde nur noch durch eine unter ihr befindliche hierfür aufgestellte Hilfskonstruktion gehalten. Direkte Messungen

Digitized by Google

Zusammenstellung 3. Lasten auf der Norcross-Platte in kg. (Fig. 169.)

Belastung	1		2		3		4	
Flächen	kg/m²	Summe	kg/m²	Summe	kg/m²	Summe	kg/m²	Summe
A	557	1423	1117	2852	1117	2852	1117	2852
B	557	1423	1117	2852	1117	2852	1117	2852
C	557	1294	1172	2723	2230	5181	2230	5181
D	557	1423	1117	2852	1117	2852	1117	2852
E	557	1423	1117	2852	1117	2852	1117	2852
F							1221	3429
G							1221	3429
H							1221	3429
I							1221	3429

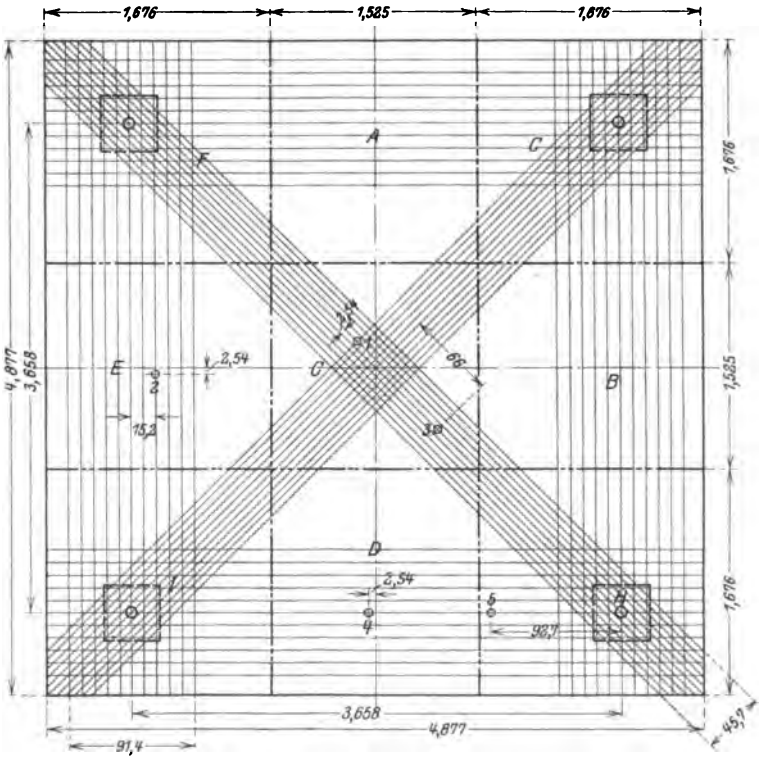


Fig. 169.

von Längenänderungen und Durchbiegungen haben bewiesen, daß die einzelnen Gürtel wie einfache Balken wirken, wie es ja auch die Konstruktionsidee der Platte ist. Aus den gemessenen Dehnungen an den Eiseneinlagen (Meßstrecke 20,32 cm) wurden die Spannungen und hier-

Digitized by Google

aus eine äquivalente Einzellast in der Mitte errechnet nach der Gleichung:

$$M = F_e\left(h - \frac{x}{3}\right)\sigma_e = \frac{1}{4} Q l\,,$$

$$Q = \frac{4 F_e\left(h - \frac{x}{3}\right)\sigma_e}{l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32)$$

worin Q die Einzellast und F_e den gesamten Querschnitt der Eisenschaar eines Gürtels bedeutet. Die wirkliche Belastung, die auf einen Gürtel kommt, wird folgendermaßen bezeichnet:

Q_1 = errechnete Belastung des Seitengürtels,
Q_2 = errechnete Belastung des Diagonalgürtels,
Q_1' = wirkliche Belastung des Seitengürtels,
Q_2' = wirkliche Belastung des Diagonalgürtels,
$4Q_1 + 2Q_2$ = gesamte errechnete Plattenbelastung,
$4Q_1' + 2Q_2'$ = gesamte wirkliche Plattenbelastung.

Es ergibt sich sodann

$$\frac{4Q_1' + 2Q_2'}{4Q_1 + 2Q_2} = \frac{Q_1'}{Q_1} = \frac{Q_2'}{Q_2}.$$

wodurch Q_1' und Q_2' bestimmt wird.

Hiernach ist Tabelle 4 bestimmt.

Zusammenstellung 4: Lasten und Eisenspannungen der Platte nach Fig. 169 aus obenstehenden Gleichungen berechnet und durch Versuche ermittelt.

	Belastung	1	2	3
Seitengürtel	Durchschnittliche beobachtete Längenänderung in mm; Meßstrecke = 20,32 cm	0,00521	0,01895	0,02342
	$_s\sigma_e$ in kg/cm² aus den Beobachtungen errechnet	541	1967	2431
	Q_1 errechnet nach Gleichung 32 . . .	638	2418	2989
Diagonalgürtel	Durchschnittlich beobachtete Längenänderung. Meßstrecke = 20,32 cm .	0,00195	0,01843	0,02385
	$_D\sigma_e$ errechnet aus den Beobachtungen	514	1903	2475
	Q_2 errechnet nach Gleichung 32 . . .	447	1656	2155
$4Q_1$	Belastung von 4 Seitengürteln . . .	2552	9672	11956
$2Q_2$	Belastung von 2 Diagonalgürteln . .	894	3312	4310
$4Q_1 + 2Q_2$	Gesamtlast der Platte errechnet . . .	3446	12984	16266
$4Q_1' + 2Q_2'$	Wirkliche beobachtete Gesamtlast der Platte	6987	14131	16588
Seitengürtel	Q_1' = wirkliche Belastung	1307	2631	3035
Diagonalgürtel	Q_2' = wirkliche Belastung	880	1800	2186

Digitized by Google

Die Unterschiede in der Wirkung dieser Eisenbetonplatte gegenüber der vorher besprochenen Pilzplatte haben verschiedene Ursachen:

Erstere hat nicht die Wirkung einer eingespannten Platte. Es fehlt die steife Ausbildung des Kopfes und diejenige Anordnung der Eiseneinlagen, welche einen Einfluß auf die Querkontraktion der Eisenbetonplatte ausüben könnte.

Der Kopf des Pilzes wirkt bei der Pilzplatte als Ausleger, was bei dieser Platte wegfällt.

Große Flächen der Platte sind gar nicht bewehrt.

Der Bruch bei der Versuchsplatte nach Fig. 169 trat infolge Überschreitens der Streckgrenze im Eisen ein. Bei der Ausbildung der Pilzplatte nach Fig. 168 war es möglich, gleichzeitig mit der Streckgrenze des Eisens die Druckfestigkeit des Betons zu erreichen, was als ein Beweis für die Wirtschaftlichkeit angesehen werden kann.

Beide Versuche sind an Platten mit nur einem Feld ausgeführt worden. Ein direkter Vergleich mit dem Eddyschen Berechnungsverfahren ist daher nicht zulässig, weil dort angenommen wurde, die Platte gehe über mehrere Felder durch. Man kann aber aus diesen Versuchen mit Hilfe der gemessenen Durchbiegungen die Veränderlichkeit des Querkontraktionskoeffizienten m ableiten. Bei den Versuchen an den Pilzplatten ist für eine Belastung des Mittelfeldes C mit 2043 kg/m² eine Durchbiegung in Plattenmitte $\delta = 1{,}18$ mm, für eine Belastung des Mittelfeldes mit 7225 kg/m² $\delta = 7{,}7$ mm gemessen worden.

Aus den gleichen Versuchen ist $m = 2$ ermittelt worden.

Bei der Platte nach Fig. 169 ist bei einer Belastung des Mittelfeldes C mit 2230 kg/m² eine Durchbiegung $\delta = 2{,}5$ cm gemessen worden. Man sieht daraus, daß diese Platte eine viel geringere Steifigkeit besitzt. Ferner ist im letztgenannten Fall für eine Belastung des Mittelfeldes C mit 1172 kg/m² im Diagonalgürtel eine Spannung ${}_D\sigma_e = 1903$ kg/qcm aus den Versuchen bestimmt worden; bei der Platte nach Fig. 168 wurde ${}_D\sigma_e = 1887$ kg/qcm erst bei einer Belastung des Mittelfeldes C mit 7765 kg/m² erreicht.

Versuche an durchlaufenden Eisenbetonplatten.

(Hierzu Fig. 170.)

Diese Versuche sind an Eisenbetonplatten an einem Bau ausgeführt worden, der nach der Leonard-Bauweise in Chikago hergestellt wurde. Die Bauweise ist ähnlich der Turnerschen Bauweise. Die konstruktive Anordnungen, auch die Versuche und deren Bearbeitung stammen von dem Oberingenieur A. R. Lord dieser Gesellschaft. Die zur

Digitized by Google

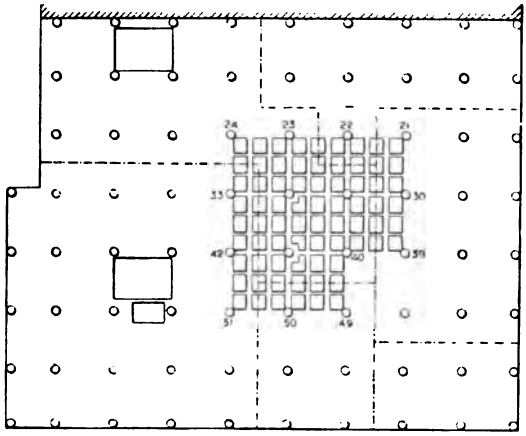
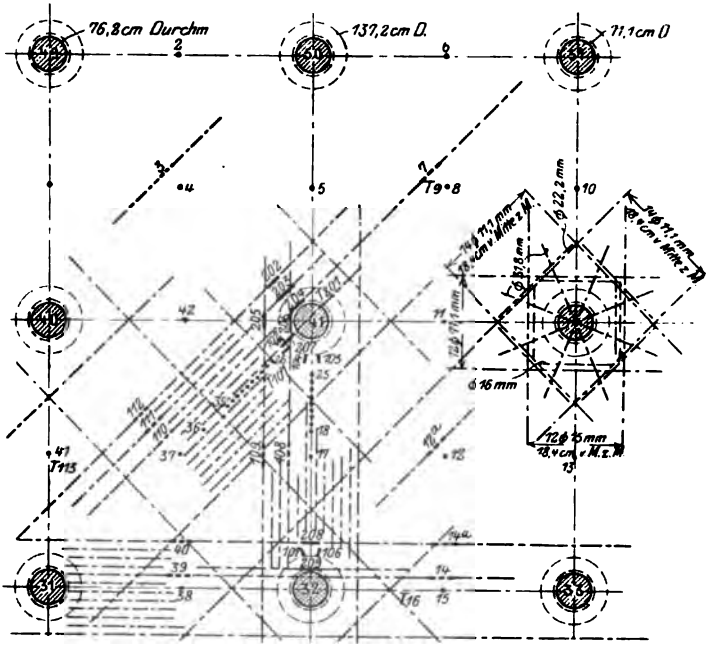


Fig. 170a. Gesamtgrundriß.

Untersuchung gelangten Decken waren im dritten Stockwerke eines zehnstöckigen Eisenbetonbaues, dessen Grundriß in Fig. 170a dargestellt ist. Die kleinen Rechtecke bezeichnen die belasteten Teile. In Fig. 170b sind die Eiseneinlagen der Diagonal- und Seitengürtel durch strichpunktierte Linien angedeutet. Dort sind diejenigen Stellen mit Zahlen bezeichnet, an welchen die Messungen der Längenänderung in den Eiseneinlagen mit Hilfe von Berryschen Spannungsmeßapparaten vorgenommen



— Messungen der Eisenzugspannungen über den Stützen.
--- Dasselbe in Feldmitte.
····· Messungen zur Bestimmung der Druckspannungen im Beton.
• Durchbiegungsmesser.
T Temperaturablesungen.

Fig. 170b. Verteilung der Eiseneinlagen-Anordnung der Meßstellen.

Digitized by Google

wurden, wie dies in Fig. 170c ersichtlich ist. Die Messungen konnten hier auf $^1/_{2000}$ cm genau ausgeführt werden. Die Messung der im Beton auftretenden Spannungen geschah mit Hilfe ähnlicher Spannungsmesser bei einer Meßlänge von 15 cm, während die Meßlänge für die Eisenspannungen 38 cm betrug. Gleichzeitig wurden auch die Durchbiegungen an verschiedenen Stellen gemessen.

Fig. 170c.
Berryscher Spannungsmesser.

Unterhalb der zu prüfenden Decke wurde ein Gerüst aufgebaut, welches für die Beobachtung und zum Unterbringen der Apparate dienen sollte.

Nach den Angaben von Lord konnten die Spannungen im Beton in Grenzen von 3,5 kg/qcm, die Spannungen im Eisen in Grenzen von 70 kg/qcm genau gemessen werden.

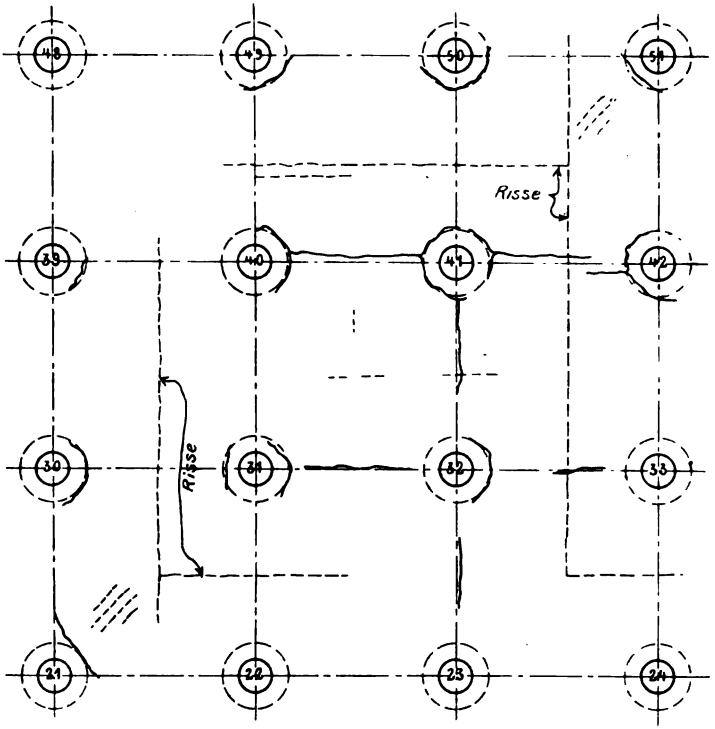


Fig. 179d. Verlauf der Rißbildung.

Fig. 170a bis d. Versuche mit durchlaufenden Eisenbetonplatten.

Digitized by Google

Die Stärke der Platten, deren Spannweiten 5,69 bzw. 5,83 m betrugen, war 27,6 cm, die Eiseneinlagen waren 11,1 mm Rundeisen, von welchen vier bis fünf auf den laufenden Meter entfallen. Der vierzig Tage alte Beton hatte eine Mischung 1 : 6. Die in Fig. 170a eingezeichneten strichlierten Linien zeigen diejenigen Stellen an, an welchen Arbeitsfugen vorhanden waren.

Die Decke wurde für eine Nutzlast von 1150 kg/qm berechnet und die aufgebrachte Höchstlast betrug 1720 kg/qm, was ungefähr einer anderthalbfachen Nutzlast entsprechen würde.

Die Belastung bestand in dem unteren Teil aus kleinen Ziegelpfeilern, wie sie in Fig. 170a eingezeichnet sind, über welchen Zementsäcke aufgebracht wurden. Die Versuche dauerten sechs Tage. Zu Beginn wurden die Feinmeßapparate unter der Belastung des Eigengewichtes abgelesen. Die Ablesungen wurden ununterbrochen, auch während der Nacht, vorgenommen. Die Höchstlast blieb 22 Stunden auf der Decke, wobei in häufigen Zwischenräumen Ablesungen vorgenommen wurden. Nach Abschluß der Versuche wurde die Decke entlastet, zuerst die äußeren Felder, zuletzt das Mittelfeld, und nach der Entlastung wurden neue Ablesungen gemacht.

In Fig. 170d ist ein charakteristisches Bild von dem Verlauf der Rißbildung. Wir finden eine gewisse Ähnlichkeit mit der theoretisch bestimmten Linie der gefährlichen Querschnitte nach Fig. 165. Die Risse treten an den hier bezeichneten Stellen und am Rande der Säulenköpfe auf. Die mit Hilfe der gemessenen Längenänderungen berechneten wichtigsten Spannungen im Beton und Eisen sind in Zusammenstellung 5 verzeichnet.

Wir ersehen aus der Zusammenstellung, daß die größten Spannungen über dem Säulenkopf entstehen. Dort sind auch die größten Druckspannungen im Beton mit 53 kg/qcm bei der zulässigen Belastung von 1150 kg/m² gefunden worden. Es ist schon vorher darauf hingewiesen worden, daß an dieser Stelle eine Erhöhung der zulässigen Spannungen im Beton berechtigt ist.

Im allgemeinen sind die in den Eiseneinlagen auftretenden Spannungen größer, als nach Eddys Verfahren berechnet werden kann, was darauf zurückzuführen ist, daß der Säulenkopf nicht so steif ausgebildet ist, wie bei der dem Eddyschen Verfahren zugrunde gelegten Bauweise.

Da in den unbelasteten Feldern Spannungen im Beton und im Eisen gemessen worden sind, so folgt daraus, daß eine kontinuierliche Wirkung vorhanden war. Ähnliches geht auch aus den Messungen und Durchbiegungen hervor, welche hier nicht angeführt werden. Nur auf eine Beobachtung sei hingewiesen. Die gemessenen größten Durchbiegungen in denjenigen Feldern, wo Arbeitsfugen vorhanden

Digitized by Google

Zusammenstellung 5. Zusammenstellung der aus Versuchen ermittelten Spannungen im Eisen und im Beton.

Spannung in den Eiseneinlagen am Kopfe in der Nähe der Stützen in kg/qcm.

		für eine Nutzlast von 1100 kg/qcm	(einschl. Eigengewicht)	für eine Nutzlast von 1710 kg/qcm	(einschl. Eigengewicht)
Diagonal	Höchstwert	960	1445	1701	2186
	Durchschnitt	773	1150	1322	1709
Parallele zur Mittellinie	Höchstwert	703	1055	1322	1674
	Durchschnitt	633	949	1209	1525
Eisenspannungen in der Feldmitte:					
Diagonal	Höchstwert	168,7	253	338	422
	Durchschnitt	149,6	211	338	408
Parallel zur Mittellinie	Höchstwert	196,9	295	563	661
	Durchschnitt	179,8	267	464	555
Eisenspannung bei einem unbelasteten Feld:					
	Höchstwert	323,4	485	731	893
	Durchschnitt	267,2	401	563	697
Druckspannung im Beton in der Nähe der Säulenmitte:					
	Höchstwert	37,3	56	56	75
	Durchschnitt	35,2	53	53	71
	Höchstwert	35,2	53	56	74
	Durchschnitt	33,0	49	53	69

waren, betrugen 8,1 mm, gegenüber 6 mm bei den Feldern, welche ohne Unterbrechungen hergestellt wurden.

Aus den Versuchen an durchlaufenden Eisenbetonplatten bei der Konstruktionsanordnung nach Fig. 170 zeigte sich, daß die Momente über den Stützen größer waren als in der Feldmitte, und daß die gefährlichen Querschnitte in der Nähe der Säulenränder lagen.

4. Beispiele.

Bei einer rechteckigen Eisenbetonplatte von folgenden Abmessungen soll der Rechnungsgang gezeigt werden:

1. Nach dem Verfahren nach Eddy (Fig. 163 und 164)

Lange Seite $= l_1 = 2a = 8{,}534$ m

Kurze Seite $= l_2 = 2b = 7{,}874$ m

Plattenstärke $d = \frac{l_1}{33{,}6} = 25{,}4$ cm

Digitized by Google

$\frac{l_2}{l_1} = \text{rd. } 0{,}9$

Durchmesser des Pilzkopfes $r_0 = \frac{7\,(l_1 + l_2)}{32} = 3{,}559$ m

Durchmesser des Säulenkopfes $= 1{,}706$ m

Länge des Seitengürtels zwischen den Säulenköpfen
$= 8{,}534 - 1{,}706 = 6{,}828.$

Bewehrung eines Gürtels $= 25$ Rundeisen von 11,1 mm Durchmesser.

Eisenquerschnitt eines Gürtels $F_e = 25 \cdot 0{,}97 = 24{,}3$ qcm.

Unter der Annahme einer Einbettungstiefe von 1,3 cm unter der Eisenunterkante wird:

$h_1 = 25{,}4 - 1{,}3 - 0{,}5$, $h_1 = 23{,}6$ cm in der Mitte des Seitengürtels,

$h_2 = 25{,}4 - 1{,}3 - 1{,}6 = 22{,}5$ cm in der Mitte der Platte vom zweiten Eisengürtel aus gerechnet,

und h_2 am Säulenrande mit 1,9 cm Einbettung vom dritten Eisengürtel gerechnet.

$$h_2 = 25{,}4 - 1{,}9 - 2{,}8 = 20{,}7 \text{ cm}$$

Nutzlast $= 733$ kg/m²

Eigengewicht $= 635$ kg/m²

Gesamtlast der Platte

$$Q = 1{,}368 \times 8{,}534 \times 7{,}874 = 91{,}877 \text{ t}.$$

In der Mitte des Gürtels der langen Seite herrscht die Spannung [Gleichung (20)]

$$_s\sigma_e = \frac{91\,877 \cdot 853{,}4}{175 \cdot 23{,}6 \cdot 24{,}3} = 781 \text{ kg/qcm}.$$

Nach Gleichung (30) wird die Spannung im Eisen in der Mitte der Platte

$$_D\sigma_e = \frac{1{,}02 \cdot 91\,877 \cdot 853{,}4}{256 \cdot 24{,}3 \cdot 0{,}89 \cdot 22{,}5} = 643 \text{ kg/qcm}.$$

Am Rand des Säulenkopfes entsteht für $x = \frac{6{,}828}{2}$ nach Gleichung (24a)

$$_k\sigma_e = \frac{91\,877 \cdot 853{,}4 \cdot 16{,}408\left(\frac{12 \cdot 6{,}828^2}{4 \cdot 8{,}534^2} - 1\right)}{800 \cdot 20{,}7 \cdot 7{,}874 \cdot 24{,}3} = 375 \text{ kg/qcm}.$$

In der Mitte des Säulenkopfes entsteht nach Gleichung 24a für $x = l_1$

$$_k\sigma_e = \frac{91\,877 \cdot 853{,}4 \cdot 16{,}408\,(3 - 1)}{800 \cdot 20{,}7 \cdot 7{,}874 \cdot 24{,}3} = 815 \text{ kg/qcm}.$$

Diese Gleichung gibt aber zu hohe Werte, da sie in der Mitte des Säulenkopfes die Plattendicke als wirksame Querschnittshöhe voraussetzt,

Digitized by Google

während hier der Beton des Säulenkopfes mitarbeitet und die Spannungen verringert. ${}_K\sigma_e$ ist die ungünstigste Spannung im Eisen, wie man durch Vergleich mit ${}_s\sigma_e$ und ${}_D\sigma_e$ sieht.

Die Spannungen im Beton werden nach Gleichung 22 für

$$x_1 = 0{,}28\, h_1,$$

$$h_1 - x_1 = 0{,}72\, h_1 \quad \text{und} \quad \frac{E_e}{E_b} = n = 10,$$

$${}_s\sigma_b = \frac{0{,}28 \cdot 781}{10 \cdot 0{,}72} = 30 \text{ kg/qcm}.$$

In der Mitte der Platte wird mit

$$h_3 - x_3 = 0{,}66\, h_3,$$

$${}_D\sigma_b = \frac{0{,}34 \cdot 643}{0{,}66 \cdot 10} = 32 \text{ kg/qcm}.$$

Wenn man die Hälfte der Eisen am Säulenkopf stößt, wird $h_2 - x_2 = 0{,}5\, h_2$ und am Rande des Säulenkopfes

$${}_K\sigma_b = \frac{375}{10} = 37{,}5 \text{ kg/qcm}.$$

Dieses Beispiel stellt einen in der Turnerschen Bauweise ausgeführten Fall dar und entspricht etwa dem in der Praxis niedrigsten zulässigen Verhältnis der Stärke der Platte zur Spannweite $\left(\frac{l_1}{33{,}6}\right)$.

2. Ein ausgeführtes Beispiel, das etwa der größten vorkommenden Plattenstärke entspricht, ist die Brücke über den Tischer Creek. Die Brücke besitzt drei Reihen von Säulen in einem Achsabstand von $l_1 = 8{,}229$ m. Jede Reihe enthält sechs Säulen in der Längsrichtung der Brücke in Abständen von $l_2 = 7{,}925$ m (ähnlich wie Fig. 161a).

Der Durchmesser des Pilzkopfes beträgt 3,658 m und ist größer als das übliche Maß von $(l_1 + l_2)\,{}_3^{\prime}{}_2$. Dadurch wird eine große Steifigkeit erzielt.

Die Bewehrung eines jeden Gürtels besteht aus 20 Rundeisen mit einem Durchmesser von 14 mm ($F_e = 30{,}78$ qcm). Die geringste Plattenstärke ist 38,1 cm unter den Bordschwellen und steigt auf 50,8 cm über den Säulen. Die mittlere Stärke ist etwas größer als $\frac{l_2}{20}$. Demnach wird:

$h_1 = 48{,}3$ cm für den kurzen Seitengürtel
$h_2 = 43{,}2$ cm für den langen Seitengürtel
$h_3 = 35{,}6$ cm für die Köpfe.

Der weitere Rechnungsgang ist wie in Beispiel 1.

Digitized by Google

3. Beispiel 1 soll nach dem Kragarm-Näherungsverfahren berechnet werden.

Angenommen $\sigma_{e_{zul}} = 1125$ kg/qcm
$E_{bd} = 210{,}900$ kg/qcm
$l_1 = 8{,}534$ m
$l_2 = 7{,}874$ m
$h = 25{,}4$ cm
Nutzlast $p = 733$ kg/m²
Eigengewicht $g = 635$ kg/m²

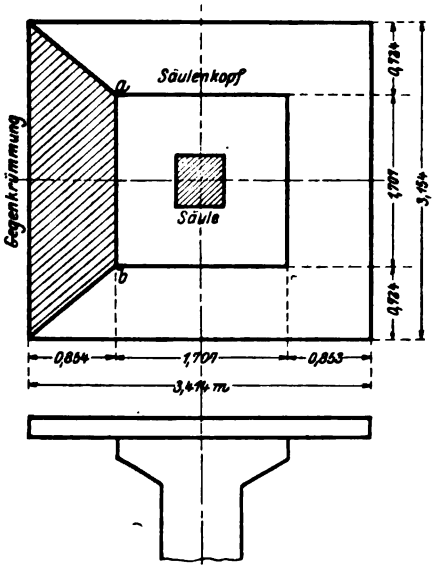


Fig. 171a.

Man nimmt die Platte als einen Kragarm über der Säule bis zur Linie der Gegenkrümmung an, belastet durch die gleichmäßige Last und die Einzellast des Restes der Platte, die am Ende angreift. Dann ist $q = 1368$ kg/qm. (Siehe Fig. 171a.)

Die Gegenkrümmung ist angenommen in $\frac{l_1}{5} = 1{,}707$ m bzw. $\frac{l_2}{5} = 1{,}575$ m.

Die Seite des Säulenkopfes nehmen wir an zu 1,706 m, ebenso groß wie der Durchmesser des Säulenkopfes im Beispiel 1.

Die Last des schraffierten Teiles (Fig. 171a) ist:

$$Q_1 = \frac{3{,}154 + 1{,}706}{2} \cdot 0{,}854 \cdot 1368 = 2820 \text{ kg}.$$

An der Gegenkrümmungslinie entsteht die konzentrierte Last

$$\begin{aligned} Q_2 &= (8{,}534 \cdot 7{,}874 - 3{,}414 \cdot 3{,}150)\, \tfrac{1}{4}\, 1368 \\ &= (67{,}2 - 10{,}7) \cdot \tfrac{1}{4}\, 1368 \\ &= 19\,300 \text{ kg}. \end{aligned}$$

Am Säulenkopf entsteht das Moment

$$\begin{aligned} M &= 19\,300 \cdot 0{,}854 + 2820 \cdot 0{,}48 \\ &= 16\,490 + 1350 \\ &= 17\,840 \text{ kgm} = 1\,784\,000 \text{ kgcm}. \end{aligned}$$

Ebenso wie vorher setzen wir

$$h_2 = 20{,}7 \text{ cm} = \text{nutzbare Höhe}$$

Digitized by Google

von der Schwerlinie der Eiseneinlagen gerechnet. Der Seitengürtel hat hier eine Breite von 3,12 m (Fig. 171 b), entsprechend der Breite zwischen den Gegenkrümmungslinien. Die Gesamtbewehrung eines Seitengürtels beträgt 25 ∅ 11,1 mm ($F_e = 24{,}3$ qcm.)

Am Säulenkopf rechnet Eddy mit der 7,5fachen Armierung. Auf die Seite a—b (Fig. 171 a) des Säulenkopfes entfällt hiervon

$$7{,}5 \cdot 24{,}3 \cdot \frac{1{,}707}{3{,}150} = 98{,}8 \text{ qcm}.$$

Wir setzen:

$$h_2 - \frac{x_2}{3} = 0{,}83\, h_2 = 0{,}83 \cdot 20{,}7 = 17{,}2 \text{ cm}$$

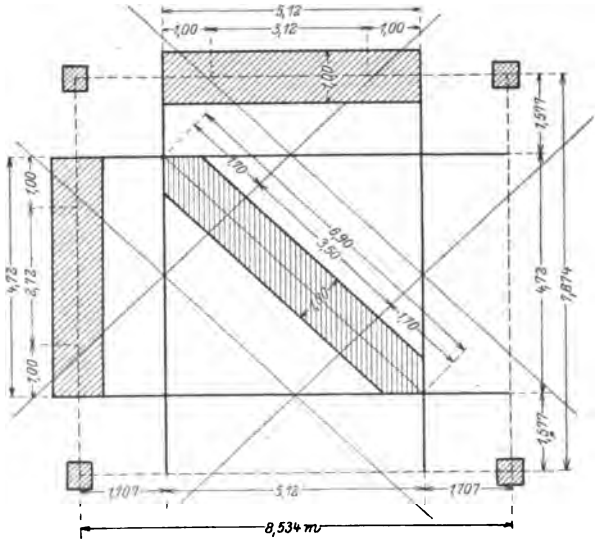


Fig. 171 b.

und erhalten

$${}_s\sigma_e = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3}\right) \cdot F_e} = \frac{1\,784\,000}{17{,}2 \cdot 98{,}8} = 1050 \text{ kg/qcm}.$$

Rechnet man, daß die ganze Breite des Seitengürtels, also 3,154 m, zur Aufnahme des Momentes herangezogen wird, so entsteht

$${}_k\sigma_e = \frac{1050 \cdot 1{,}707}{3{,}15} = 568 \text{ kg/qcm} \quad \text{(vorher 375 kg/qcm)}.$$

Um die Betondruckspannung an dieser Stelle zu erhalten, nehmen wir an

$$h - x = 0{,}5\, h,$$

Digitized by Google

wie vorher, und erhalten, wenn wir mit der ganzen Breite des Seitengürtels rechnen,

$$\sigma_{bd} = \tfrac{1}{10}\,568 = 56{,}8 \text{ kg/qcm (vorher } 37{,}5 \text{ kg/qcm).}$$

Es empfiehlt sich, die erforderliche Stärke des Kopfes an mehreren Stellen aus den Momenten zu errechnen. Wenn man das nicht tut, soll man die Neigung der Kopfseiten unter 45° annehmen.

Für die Berechnung der Diagonalgürtel nehme man Streifen von der Längeneinheit als Breite zwischen den Linien der Gegenkrümmung. Wo sich zwei Eisenlagen kreuzen, nehme man nur die halbe Gesamtlast für einen solchen Streifen (Fig. 171c).

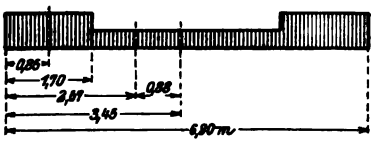


Fig. 171c.

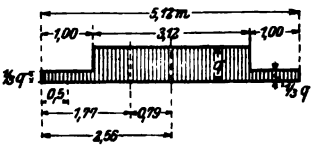


Fig. 171d.

Im Diagonalgürtel wird für 1,0 m Breite

$$f_e = \frac{2F_e}{\frac{l_1}{2}} = \frac{2 \cdot 24{,}3}{4{,}27} = 11{,}4 \text{ qcm}$$

$$M_{max} = 1368\left[1{,}7 \cdot 0{,}85 + \frac{1}{2} \cdot \frac{3{,}50}{2} \cdot 2{,}57\right]$$

$$= 1368\,[1{,}405 + 2{,}25]$$

$$= 1368 \cdot 3{,}661 = 5010 \text{ kgm}$$

$$M_{max} = 501\,000 \text{ kgcm.}$$

Wir setzen wie vorher

$$h = 22{,}5 \text{ cm}$$

$$h - \frac{x}{3} = 0{,}89\,h \quad h - x = 0{,}66\,h \quad \frac{x}{h-x} = \frac{1}{2}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3}\right) \cdot f_e} = \frac{501\,000}{0{,}89 \cdot 22{,}5 \cdot 11{,}4} = 2190 \text{ kg/qcm}$$

Im Seitengürtel wird entsprechend vorgegangen (Fig. 171d):

$$M = 1368\left(\frac{0{,}5 \cdot 1{,}0}{3} + \frac{3{,}1}{2} \cdot 1{,}77\right)$$

$$= 1368\ (0{,}17 + 2{,}74)$$

$$= 1368 \cdot 2{,}91$$

$$= 3980 \text{ kgm} = 398\,000 \text{ kgcm.}$$

Digitized by Google

Wie in Beispiel 1 setzen wir

$$f_e = \frac{1{,}5 \cdot 24{,}3}{3{,}150} = 11{,}6 \text{ qcm}$$

$$h = 23{,}6 \text{ cm}$$

$$h - x = 0{,}72\, h$$

$$h - \frac{x}{3} = 0{,}91\, h$$

$$\frac{x}{h - x} = \frac{0{,}28}{0{,}72}$$

$${}_s\sigma_e = \frac{398\,000}{0{,}91 \cdot 23{,}6 \cdot 11{,}6} = 1595 \text{ kg/qcm}$$

$${}_s\sigma_b = \frac{1596 \cdot 0{,}28}{10 \cdot 0{,}72} = 62 \text{ kg/qcm}$$

In Beispiel 1 waren (S. 534):

$${}_s\sigma_e = 781 \text{ kg/qcm}$$

$${}_s\sigma_b = 30 \text{ kg/qcm}.$$

Bei Eddy war dies die gefährlichste Stelle, während bei der Kragarmmethode die Plattenmitte weit mehr beansprucht wird.

Der Unterschied der Kragarmmethode gegenüber dem Eddyschen Verfahren ist hier auffallend, da sie eine Entlastung der Platte und der Seitengürtel durch die steife Verbindung der Diagonalgürtel mit den Säulenköpfen nicht berücksichtigt.

Digitized by Google

Anhang I.

Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement.

Runderlasse vom 16. März und vom 26. März 1913.

Runderlaß, betreffend Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement.

Berlin den 16. März 1910.

An Stelle der „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement" vom 28. Juli 1887 (M.-Bl. f. d. g. i. V. 1887 S. 189 und Zentralblatt der Bauverwaltung 1887 S. 309) treten von jetzt ab die „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement" vom Dezember 1909.

Beide Normen von denen je ... Abdrucke beigefügt sind unterscheiden sich lediglich in den beiden Abschnitten:

I. Begriffserklärung und
II. Verpackung und Gewicht.

Bereits mehrere Jahre vor Aufstellung dieser neuen Normen waren in meinem Auftrage und zwar auf Veranlassung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten und des Vereins Deutscher Eisenportlandzementwerke umfangreiche vergleichende Versuche mit Portland- und Eisenportlandzement vorgenommen worden; ich verweise deswegen auf das 5. und 6. Heft der Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde-West" Jahrg. 1909.

Daselbst ist auf S. 338 bis 353 die Prüfung von Eisenportlandzement im Vergleich zu Portlandzement in den Versuchsreihen I, II a und b mitgeteilt (Tabelle 1 bis 23). Das Ergebnis der Prüfung befindet sich auf S. 353.

Ein Auszug aus dieser Veröffentlichung wird Euer ... demnächst zur Verteilung an die nachgeordneten Behörden und Beamten zugehen.

Die obengenannten Versuchsreihen können gegebenenfalls bereits vor der im Erlaß vom 6. März 1909 — III. 189 A. I. D. 4686 — erwähnten Untersuchung einen Anhalt geben ob nach dem Gegenstande der Bauausführung die eine oder die andere Zementart vorzugsweise geeignet erscheint; dabei ist hinsichtlich des Eisenportlandzements besonders wenn es sich um Lufterhärtung handelt die Bewährung mit besonderer Sorgfalt durch Versuche festzustellen. Die in der Regel für beide Zementarten zu veranlassende Ausschreibung kann hiernach ausnahmsweise auch von vornherein auf eine Zementart beschränkt werden.

Im übrigen bemerke ich zu den neuen Normen folgendes:

zu I, Begriffserklärung von Portlandzement.

Die in der Begründung und Erläuterung erwähnten Naturzemente sind den Portlandzementen ähnliche, aus natürlichen Steinen durch einfaches Brennen

Digitized by Google

hergestellte Erzeugnisse, die jedoch mangels inniger Mischung der Bestandteile nicht die erforderliche Gleichmäßigkeit gewährleisten. Solche Zemente dürfen nicht als Portlandzemente bezeichnet werden.

zu I, Begriffserklärung von Eisenportlandzement.

Um die Erfahrung bei Verwendung dieses Zements zu erweitern, ist von etwaigen verdächtigen Erscheinungen, die eine schädliche Zusammensetzung der Schlacke vermuten lassen dem Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde Mitteilung zu machen.

Insbesondere wird eine Nachprüfung durch das Materialprüfungsamt erforderlich sein, falls die Vermutung vorliegen sollte, daß die Mischung des gelieferten Zements der Probe nicht entspricht.

zu VII. Festigkeit.

Bei Vergebung von größeren Zementlieferungen empfiehlt es sich, vor der Zuschlagserteilung nicht nur Proben mit Normensand und in der Normalmischung 1 : 3 anzustellen, sondern wie dies in der Begründung und Erläuterung hervorgehoben wird auch mit denjenigen Mischungen und Sandsorten, die bei dem Bau wirklich verwandt werden sollen (z. B. 1 : 5 oder 1 : 7).

Es sei hier noch besonders darauf hingewiesen daß die Druckprobe in Zukunft in erster Linie maßgebend sein soll, die Zugprobe jedoch daneben beibehalten ist, da sie als Vorprobe genügt und auf den Baustellen meist leichter auszuführen sein wird.

Ich ersuche, hiernach alle nachgeordneten Behörden und Beamten mit Anweisung zu versehen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
v. Breitenbach.

An die Herren Oberpräsidenten in Danzig, Breslau, Magdeburg, Hannover, Koblenz und Münster (Strombau- bzw. Kanalverwaltung), die Herren Regierungspräsidenten (bei Potsdam auch Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen), den Herren Polizeipräsidenten in Berlin, den Herrn Präsidenten der Königlichen Ministerial-, Militär- und Baukommission, die Königlichen Kanalbaudirektionen in Hannover und Essen und das Königliche Hauptbauamt in Potsdam; ferner die Königlichen Eisenbahndirektionen und das Königliche Eisenbahn-Zentralamt. III. 295. A/B. I. D. 4208.

Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement.

Dezember 1909.

I. Begriffserklärung von Portlandzement.

Portlandzement ist ein hydraulisches Bindemittel mit nicht weniger als 1,7 Gewichtsteilen Kalk (CaO) auf 1 Gewichtsteil lösliche Kieselsäure (SiO_2) + Tonerde (Al_2O_3) + Eisenoxyd (Fe_2O_3), hergestellt durch feine Zerkleinerung und innige Mischung der Rohstoffe, Brennen bis mindestens zur Sinterung und Feinmahlen. Dem Portlandzement dürfen nicht mehr als 3 vH. Zusätze zu besonderen Zwecken zugegeben sein.

Der Magnesiagehalt darf höchstens 5 vH., der Gehalt an Schwefelsäure-Anhydrid nicht mehr als $2^1/_2$ vH. im geglühten Portlandzement betragen.

Digitized by Google

Begründung und Erläuterung.

Portlandzement unterscheidet sich von allen anderen hydraulischen Bindemitteln durch seinen hohen Kalkgehalt, welcher eine innige Mischung der Rohstoffe in ganz bestimmtem Verhältnisse bedingt, wie sie (sehr wenige natürliche Vorkommen ausgenommen) mit Sicherheit nur auf künstliche Weise durch feinstes Mahlen oder Schlämmen und innigste Mischung unter chemischer Kontrolle zu erreichen ist.

Es muß im Interesse der Abnehmer verlangt werden, daß ähnliche, aus natürlichen Steinen durch einfaches Brennen hergestellte Erzeugnisse als „Naturzemente" bezeichnet werden.

Durch das Brennen bis zur Sinterung (beginnende Schmelzung) erhält das Erzeugnis eine sehr große Dichte (Raumgewicht), welche eine wesentliche Eigenschaft des Portlandzements ist.

Ein Magnesiagehalt bis zu 5 vH., wie er bei Verwendung dolomithaltigen Kalksteins im Portlandzement vorkommen kann, hat sich als unschädlich erwiesen, wenn bei Bemessung des Kalkgehalts der Magnesiagehalt berücksichtigt wurde.

Um den Portlandzement langsam bindend zu machen, ist es üblich, ihm beim Mahlen rohen Gips (wasserhaltiger schwefelsaurer Kalk) zuzusetzen, außerdem enthalten fast alle Portlandzemente schwefelsaure Verbindungen aus den Rohstoffen und Brennstoffen.

Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Bindezeit, sind nicht zu entbehren, jedoch in Höhe von 3 vH. begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtvermehrung auszuschließen.

Ein Gehalt bis zu $2^1/_2$ vH. Schwefelsäure-Anhydrid hat sich als unschädlich erwiesen.

II. Verpackung und Gewicht.

Portlandzement wird in der Regel in Säcken oder Fässern verpackt. Die Verpackung soll außer dem Bruttogewicht und der Bezeichnung „Portlandzement" die Firma oder Marke des Werkes in deutlicher Schrift tragen.

Streuverlust sowie etwaige Schwankungen im Einzelgewicht können bis zu 2 vH. nicht beanstandet werden.

Begründung und Erläuterung.

Da bei Verpackung sowohl in Säcken wie in Fässern verschiedene Gewichte im Gebrauch sind, so ist die Aufschrift des Bruttogewichts unbedingt nötig.

Durch die Bezeichnung „Portlandzement" soll dem Käufer die Gewißheit gegeben werden, daß die Ware der diesen Normen vorgedruckten Begriffserklärung entspricht [1]).

---

[1]) Der Verein deutscher Portlandzementfabrikanten, verpflichtet und kontrolliert seine Mitglieder auf die Innehaltung der den Normen vorgedruckten Begriffserklärung und der darin festgelegten Eigenschaften des Portlandzements.

Diese Verpflichtung lautet:

„Die Vereinsmitglieder dürfen unter der Bezeichnung „Portlandzement" nur ein Erzeugnis in den Handel bringen, welches dadurch entsteht, daß eine innige Mischung von feinzerkleinerten, kalk- und tonhaltigen Stoffen oder Kalk-Tonerde-Silikaten bis zur Sinterung gebrannt und bis zur Mehlfeinheit zerkleinert wird. Sie verpflichten sich, jedes Erzeugnis, welches auf andere Weise, als oben angegeben, entstanden ist oder welchem während oder nach dem Brennen fremde Körper beigemischt wurden, nicht als Portlandzement anzuerkennen und den Verkauf derartiger Erzeugnisse unter der Bezeichnung „Portlandzement" als eine Täuschung des Käufers anzusehen. Doch sollen von dieser Verpflichtung kleine Zusätze unbetroffen bleiben,

Digitized by Google

III. Abbinden.

Der Erhärtungsbeginn von normal bindendem Portlandzement soll nicht früher als eine Stunde nach dem Anmachen eintreten. Für besondere Zwecke kann rascher bindender Portlandzement verlangt werden, welcher als solcher gekennzeichnet sein muß.

Begründung und Erläuterung.

Der Erhärtungsbeginn von normal bindendem Portlandzement wurde auf mindestens eine Stunde festgesetzt, weil der Beginn des Abbindens von Wichtigkeit ist; dagegen ist von der Festsetzung einer bestimmten Bindezeit Abstand genommen, weil es bei der Verwendung von Portlandzement von geringer Bedeutung ist, ob der Abbindeprozeß in kürzerer oder längerer Zeit beendet wird. Etwaige Vorschriften über die Bindezeit sollten daher nicht zu eng begrenzt werden.

Um ein Urteil über das Abbinden eines Portlandzements zu gewinnen, rühre man 100 g des reinen, langsam bindenden Portlandzements 3 Minuten, des rasch bindenden 1 Minute lang mit Wasser zu einem steifen Brei an und bilde auf einer Glasplatte einen etwa 1,5 cm dicken, nach dem Rande hin dünn auslaufenden Kuchen. Die zur Herstellung dieses Kuchens erforderliche Dickflüssigkeit des Portlandzementbreies soll so beschaffen sein, daß der mit einem Spatel auf die Glasplatte gebrachte Brei erst durch mehrmaliges Aufstoßen der Glasplatte nach dem Rande hin ausläuft, wozu in den meisten Fällen 27 bis 30 vH. Anmachwasser genügen. Man beobachte die beginnende Erstarrung.

Zur Feststellung des Erhärtungsbeginns und zur Ermittlung der Bindezeit bedient man sich der zylindrischen Normalnadel von 1 qmm Querschnitt und 300 g Gewicht, die senkrecht zur Achse abgeschnitten ist. Man füllt einen auf eine Glasplatte gesetzten konischen Hartgummiring von 4 cm Höhe und 7 cm mittlerem, lichtem Durchmesser mit dem Portlandzementbrei (aus etwa 300 g Portlandzement) von der oben angegebenen Dickflüssigkeit und bringt ihn unter die Nadel. Der Zeitpunkt, in welchem die Normalnadel den Portlandzementkuchen nicht mehr gänzlich zu durchdringen vermag, gilt als der „Beginn des Abbindens". Die Zeit, welche verfließt, bis die Normalnadel auf dem erstarrten Kuchen keinen merklichen Eindruck mehr hinterläßt, ist die „Bindezeit".

Da das Abbinden von Portlandzement durch die Wärme der Luft und des zur Verwendung gelangenden Wassers beeinflußt wird, insofern hohe Temperatur das Abbinden beschleunigt, niedrige Temperatur es dagegen verzögert, so ist es nötig, die Versuche, um zu übereinstimmenden Ergebnissen zu gelangen, bei 15 bis 18° C mittlerer Zement-, Wasser- und Luftwärme vorzunehmen und auch Geräte und Sand vorher auf diese Temperatur zu bringen.

---

welche zur Regelung der Abbindezeit des Portlandzements oder zu anderen besonderen Zwecken bis zur Höhe von 3 vH. erforderlich sein können.

Die Vereinsmitglieder verpflichten sich ferner, den Portlandzement in allen Beziehungen gemäß den Bestimmungen dieser Normen zu liefern.

Wenn ein Konsument für besonderen Zweck ausnahmsweise gröber gemahlenen Portlandzement, als in den Normen vorgeschrieben, oder gefärbten Portlandzement verlangt, so ist diese Lieferung gestattet.

Wenn ein Vereinsmitglied den vorstehend angegebenen Verpflichtungen zuwiderhandelt, soll dasselbe vom Verein ausgeschlossen werden. Der erfolgte Ausschluß ist öffentlich bekannt zu machen."

Die Fabrikate der Vereinsmitglieder werden alljährlich im Vereinslaboratorium in Karlshorst bei Berlin nach jeder Richtung auf Einhaltung dieser Verpflichtung geprüft, das Resultat wird in der Generalversammlung bekanntgegeben.

Digitized by Google

Die Meinung, daß Portlandzement bei längerem Lagern an Güte verliere, ist irrig, sofern der Portlandzement trocken und zugfrei gelagert wird. Vertragsbestimmungen, welche nur frische Ware vorschreiben, sollten deshalb in Wegfall kommen.

IV. Raumbeständigkeit.

Portlandzement soll raumbeständig sein. Als entscheidende Probe soll gelten, daß ein auf einer Glasplatte hergestellter und vor Austrocknung geschützter Kuchen aus reinem Portlandzement, nach 24 Stunden unter Wasser gelegt, auch nach längerer Beobachtungszeit durchaus keine Verkrümmungen oder Kantenrisse zeigen darf.

Erläuterung.

Zur Ausführung der Probe wird der zur Beurteilung des Abbindens angefertigte Kuchen bei langsam bindendem Portlandzement nach 24 Stunden, jedenfalls aber erst nach erfolgtem Abbinden, unter Wasser gelegt. Bei rasch bindendem Portlandzement kann dies schon nach kürzerer Frist geschehen. Die Kuchen, namentlich von langsam bindendem Portlandzement, müssen bis nach erfolgtem Abbinden vor Trocknung geschützt werden, am besten durch Aufbewahren in einem bedeckten Kasten. Es wird hierdurch die Entstehung von Schwindrissen vermieden, welche in der Regel in der Mitte des Kuchens entstehen und von Unkundigen für Treibrisse gehalten werden können.

Zeigen sich bei der Erhärtung unter Wasser Verkrümmungen oder Kantenrisse, so deutet dies unzweifelhaft „Treiben" des Portlandzements an, d. h. es findet infolge einer Raumvermehrung Zerklüften des Portlandzements unter allmählicher Lockerung des zuerst gewonnenen Zusammenhangs statt, welches bis zu gänzlichem Zerfallen des Portlandzementes führen kann.

Die Erscheinungen des Treibens zeigen sich an den Kuchen in der Regel bereits nach 3 Tagen; jedenfalls genügt eine Beobachtung bis zu 28 Tagen.

V. Feinheit der Mahlung.

Portlandzement soll so fein gemahlen sein, daß er auf dem Siebe von 900 Maschen auf ein Quadratzentimeter höchstens 5 vH. Rückstand hinterläßt. Die Maschenweite des Siebes soll 0,222 mm betragen.

Begründung und Erläuterung.

Zu der Siebprobe sind 100 g Portlandzement zu verwenden.

Genaue Siebe sind im Handel nicht zu haben, deshalb sollen Schwankungen der Maschenweite zwischen 0,215 mm bis 0,240 mm zulässig sein.

Da Portlandzement fast nur mit Sand, in vielen Fällen sogar mit hohem Sandzusatz verarbeitet wird, die Festigkeit eines Mörtels aber um so größer ist, je feiner der dazu verwendete Portlandzement gemahlen war (weil dann mehr Teile des Portlandzements zur Wirkung kommen), so ist die feine Mahlung des Portlandzements von Wichtigkeit.

Es wäre indessen irrig, wollte man aus der feinen Mahlung allein auf die Güte eines Portlandzements schließen.

VI. Festigkeitsproben.

Der Portlandzement soll auf Druckfestigkeit in einer Mischung von Portlandzement und Sand nach einheitlichem Verfahren geprüft werden, und zwar an Würfeln von 50 qcm Fläche.

Digitized by Google

Begründung.

Da man erfahrungsgemäß aus den mit Portlandzement ohne Sandzusatz gewonnenen Festigkeitsergebnissen nicht einheitlich auf die Bindefähigkeit zu Sand schließen kann, namentlich wenn es sich um Vergleichung von Portlandzementen aus verschiedenen Fabriken handelt, so ist es geboten, die Prüfung von Portlandzement auf Bindekraft mittels Sandzusatz vorzunehmen.

Weil bei der Verwendung die Mörtel in erster Linie auf Druck in Anspruch genommen werden und die Druckfestigkeit sich am zuverlässigsten ermitteln läßt, ist nur die Prüfung auf Druckfestigkeit entscheidend.

Um die erforderliche Einheitlichkeit bei den Prüfungen zu wahren, wird empfohlen, derartige Apparate und Geräte zu benutzen, wie sie beim Königlichen Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde in Gebrauch sind[1]).

VII. Festigkeit.

Langsam bindender Portlandzement soll mit 3 Gewichtsteilen Normensand auf 1 Gewichtsteil Portlandzement nach 7 Tagen Erhärtung — 1 Tag in feuchter Luft und 6 Tage unter Wasser — mindestens 120 kg/qcm erreichen (Vorprobe); nach weiterer Erhärtung von 21 Tagen in Luft von Zimmertemperatur (15 bis 20° C) soll die Druckfestigkeit mindestens 250 kg/qcm betragen. Im Streitfalle entscheidet nur die Prüfung nach 28 Tagen.

Portlandzement, der für Wasserbauten bestimmt ist, soll nach 28 Tagen Erhärtung — 1 Tag in feuchter Luft, 27 Tage unter Wasser — mindestens 200 kg/qcm Druckfestigkeit zeigen.

Zur Erleichterung der Kontrolle auf der Baustelle kann eine Prüfung auf Zugfestigkeit dienen. Der Zement soll in einer Mischung von 1 Teil Zement zu 3 Teilen Normensand nach 7 Tagen Erhärtung (1 Tag in der Luft, 6 Tage unter Wasser) mindestens 12 kg/qcm Zugfestigkeit aufweisen.

Bei schnell bindenden Portlandzementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen geringer, als die oben angegebene. Es soll deshalb bei Nennung von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit aufgeführt werden.

Begründung und Erläuterung.

Da verschiedene Portlandzemente hinsichtlich ihrer Bindekraft zu Sand, worauf es bei ihrer Verwendung vorzugsweise ankommt, sich sehr verschieden verhalten können, so ist insbesondere beim Vergleich mehrerer Portlandzemente die Prüfung mit hohem Sandzusatz unbedingt erforderlich. Als normales Verhältnis wird angenommen: 3 Gewichtsteile Sand auf 1 Gewichtsteil Portlandzement, da mit 3 Teilen Sand der Grad der Bindefähigkeit bei verschiedenen Portlandzementen in hinreichendem Maße zum Ausdruck gelangt.

Wenn aber die Ausnutzungsfähigkeit eines Portlandzements voll dargestellt werden soll, empfiehlt es sich, auch noch Versuchsreihen mit höheren Sandzusätzen auszuführen.

Portlandzement, welcher eine höhere Festigkeit zeigt, gestattet in vielen Fällen einen größeren Sandzusatz und hat, aus diesem Gesichtspunkte betrachtet, sowie auch schon wegen seiner größeren Festigkeit bei gleichem Sandzusatz, Anrecht auf einen entsprechend höheren Preis.

Da die weitaus größte Menge des Portlandzements Verwendung im Hochbau findet, und in kürzerer Zeit die Bindekraft sich nicht genügend erkennen läßt, so wird als maßgebende Prüfung die auf Druckfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung —

[1]) Das Königliche Materialprüfungsamt führt auf Antrag die Prüfung und den Vergleich aller Geräte und Vorrichtungen zur Materialprüfung aus.

Digitized by Google

1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser und dann 21 Tage in Luft von Zimmertemperatur (15 bis 20° C) — bestimmt und damit den Verhältnissen der Praxis angepaßt.

Für den zu Wasserbauten bestimmten Portlandzement wird der praktischen Verwendung entsprechend die Prüfung nach 27 Tagen Wassererhärtung beibehalten.

Da aus der Zugfestigkeit des Zements nicht in allen Fällen auf eine entsprechende Druckfestigkeit geschlossen werden kann, empfiehlt es sich bei sehr hohen Zugfestigkeitszahlen, nach 7 tägiger Erhärtung die Druckfestigkeit des Zements besonders zu prüfen.

Um zu übereinstimmenden Ergebnissen zu gelangen, muß überall Sand von gleicher Korngröße und gleicher Beschaffenheit (Normensand) benutzt werden.

Der deutsche Normensand wird aus einem tertiären Quarzlager der Braunkohlenformation in der Nähe von Freienwalde a. d. Oder gewonnen. Der fast weiße Rohsand wird in einer Waschmaschine gewaschen und künstlich getrocknet. Die Absiebung des trockenen Sandes geschieht auf Schwingsieben, die pendelnd aufgehängt sind. Auf dem einen Siebe wird erst das Grobe abgesiebt und dann auf dem anderen das Feine. Von jeder Tagesfertigung wird eine Probe auf Korngröße und Reinheit im Königlichen Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde kontrolliert.

Zur Kontrolle der Korngröße dienen Siebe aus 0,25 mm dickem Messingblech mit kreisrunden Löchern von 1,350 und 0,775 mm Durchmesser[1]).

Der nach wiederholten Kontrollproben für gut befundene Normensand wird gesackt und jeder Sack mit der Plombe des Königlichen Materialprüfungsamts verschlossen[2]).

Beschreibung der Proben zur Ermittlung der Festigkeit.

Da es darauf ankommt, daß bei Prüfung desselben Portlandzements an verschiedenen Orten übereinstimmende Ergebnisse erzielt werden, so ist auf die genaue Einhaltung der im nachstehenden gegebenen Regeln ganz besonders zu achten.

Zur Erzielung richtiger Druchschnittszahlen sind für jede Prüfung mindestens 5 Probekörper anzufertigen.

Anfertigung der Portlandzement-Sandproben. Herstellung des Normenmörtels (1 : 3) und der Probekörper für die Festigkeitsversuche.

a) Mischen des Mörtels.

Das Mischen des Mörtels aus 1 Gewichtteil Portlandzement + 3 Gewichtsteilen Normensand soll mit der Mörtelmischmaschine Bauart Steinbrück-Schmelzer (siehe die Figur) wie folgt geschehen: 400 g Portlandzement und 1200 g Normensand werden zunächst trocken mit einem leichten Löffel in einer Schüssel eine Minute lang gemischt. Dem trockenen Gemisch wird die vorher zu bestimmende Wassermenge zugesetzt. Die feuchte Masse wird sodann eine weitere Minute lang gemischt, dann in dem Mörtelmischer gleichmäßig verteilt und durch 20 Schalenumdrehungen bearbeitet.

---

[1]) Die Kontrollsiebe fertigt das Königliche Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde.

[2]) Den Verkauf dieses plombierten „Deutschen Normensandes" hat das Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten, Karlshorst, übernommen.

Digitized by Google

Der Apparat soll haben:

Gewicht der Mischwalzen		Dicke	Durchmesser	Abstand der Walze von der Schale	Abstand vom Drehpunkt der Schale bis Mitte Walze
mit Achse	ohne Achse				
kg	kg	cm	cm	cm	cm
21,5—22,0	19,1—19,4	8,08	20,25—20,35	0,50—0,60	19,7—19,8

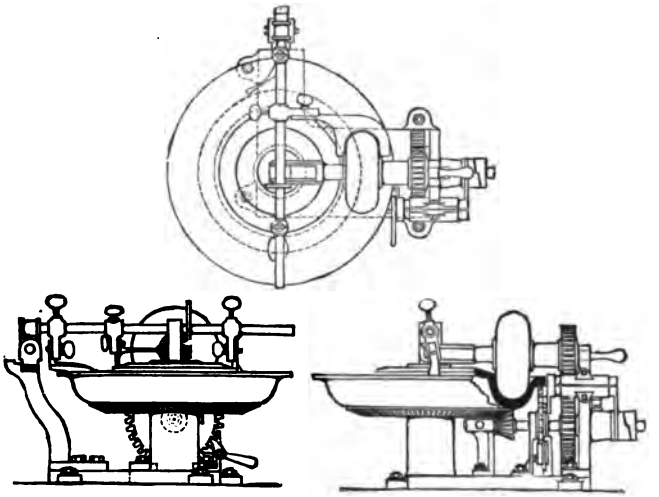


Fig. 1. Mörtelmischmaschine.

b) Bestimmung des Wasserzusatzes.

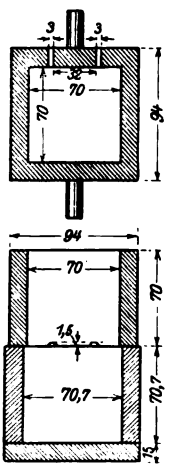
Die Ermittlung des Wasserzusatzes zum Normenmörtel erfolgt unter Benutzung von Würfelformen in folgender Weise:

Trockene Mörtelgemische in oben angegebener Menge werden beim ersten Versuch mit 128 g (8 vH.) und, wenn nötig, beim zweiten Versuch mit 160 g (10 vH.) Wasser angemacht und im Mörtelmischer, wie vorgeschrieben, gemischt.

850 bis 860 g des fertig gemischten Mörtels werden in die Druckform, deren Aufsatzkasten am unteren Rande mit zwei Nuten nach nebenstehender Abbildung versehen ist, gefüllt und im Hammerapparat von Böhme mit Festhaltung (nach Martens) mit 150 Schlägen eingeschlagen.

Nach dem Verhalten des Mörtels beim Einschlagen ist zu beurteilen, welcher Grenze der richtige Wasserzusatz am nächsten liegt; danach sind die Versuche mit verändertem Wasserzusatz fortzusetzen.

Der Wasserzusatz ist richtig gewählt, wenn zwischen dem 90. und 110. Schlage aus einer der beiden Nuten Portlandzementbrei auszufließen beginnt.



(Maße in Millimetern.)

Fig. 2. Skizze der Druckform für die Versuchskörper.

Digitized by Google

Das Mittel aus drei Versuchskörpern mit gleichem Wasserzusatz ist maßgebend und gilt für Anfertigung der Proben.

Der Austritt des Wassers erfolgt bei noch trockenen Aufsatzkästen langsamer als bei schon einmal benutzten, deshalb ist der Versuch bei erstmaliger Benutzung des Aufsatzkastens unsicher.

c) Herstellung der Probekörper.

Die Anfertigung der Probekörper aus Normenmörtel soll wie folgt geschehen:

850 bis 860 g des vorschriftsmäßig gemischten Mörtels werden in die Normalwürfelformen[1]) gebracht und im Hammerapparat (Bauart Böhme, sieh die Abbildung) mit Festhaltung (Bauart Martens) unter Anwendung von 150 Schlägen eingeschlagen.

Die so hergestellten Probekörper werden an der Oberfläche mit einem Messer abgestrichen, geglättet und gezeichnet.

Die aus 400 g Portlandzement und 1200 g Normensand angemachte Mörtelmenge reicht zur Anfertigung von zwei Druckproben aus.

Der Apparat soll haben:

Hubhöhe des Hammers (a)	= 168 mm
Länge des Hammerhebels (b)	= 250 „
Höhe des Hammerkopfes (c)	= 112 „
Breite des Hammerkopfes (d)	= 51 „
Dicke des Hammerkopfes (e)	= 51 „
Länge des Schwanzstückes (f)	= 85 „
Höhe des Schwanzstückes (g)	= 70 „
Länge des kurzen Hebels (h)	= 61 „
Lagerhöhe (i)	= 170 „

Die Körper werden mit der Form auf nicht absaugender Unterlage in feucht gehaltene bedeckte Kästen gebracht und nach etwa 20 Stunden entformt; 24 Stunden nach erfolgter Herstellung kommen die Körper aus den Kästen unter Wasser von 15 bis 18° C.

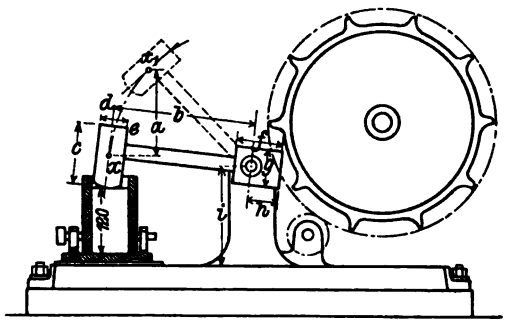


Fig. 3. (Entnommen aus den Mitteilungen der Kgl. Technischen Versuchsanstalt in Berlin, Jahrgang 1898, 2. Heft.)

Die für die Erhärtung unter Wasser bestimmten Probekörper dürfen erst unmittelbar vor der Prüfung dem Wasser entnommen werden. Das Wasser soll nicht mehr als 2 cm über den Probekörpern stehen und alle 14 Tage erneuert werden.

Die für die Erhärtung in Luft bestimmten Probekörper müssen einzeln freistehend auf dreikantigen Holzleisten im geschlossenen Raum zugfrei bei Zimmertemperatur gelagert werden.

---

[1]) Die Formen müssen vor Ingebrauchnahme gut gereinigt und leicht geölt sein. Am besten verwendet man eine Mischung aus $^2/_3$ Rüböl, und $^1/_3$ Petroleum.

Digitized by Google

Behandlung der Proben bei der Prüfung.

Bei der Prüfung soll, um einheitliche Ergebnisse zu erhalten, der Druck stets auf zwei Seitenflächen der Würfel ausgeübt werden, nicht aber auf die Bodenfläche und die bearbeitete obere Fläche. Das Mittel aus den 5 Proben soll als die maßgebende Druckfestigkeit gelten.

Deutsche Normen
für einheitliche Lieferung und Prüfung von Eisenportlandzement.
Dezember 1909.

I. Begriffserklärung von Eisenportlandzement.

Eisenportlandzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das aus mindestens 70 vH. Portlandzement und höchstens 30 vH. gekörnter Hochofenschlacke besteht. Der Portlandzement wird gemäß der Begriffserklärung der Normen des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten hergestellt. Die Hochofenschlacken sind Kalk-Tonerde Silikate, die beim Eisen-Hochofenbetrieb gewonnen werden. Sie sollen auf 1 Gewichtsteil lösliche Kieselsäure (SiO_2) + Tonerde (Al_2O_3) mindestens 1 Gewichtsteil Kalk und Magnesia enthalten. Der Portlandzement und die Hochofenschlacke müssen fein vermahlen im Fabrikbetriebe regelrecht und innig miteinander vermischt werden. Zusätze zu besonderen Zwecken namentlich zur Regelung der Bindezeit sind nicht zu entbehren jedoch in Höhe von 3 vH. der Gesamtmasse begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Begründung und Erläuterung.

Durch langjährige staatlich ausgeführte Versuche ist festgestellt worden, daß, wenn geeignete gekörnte Hochofenschlacke bis zu 30 vH. mit Portlandzementklinker fabrikmäßig innig gemischt wird, der so erhaltene Zement „Eisenportlandzement" dem Portlandzement als gleichwertig zu erachten ist und nach dessen Normen beurteilt werden kann.

Der Eisenportlandzement steht unter der regelmäßigen Kontrolle des Vereins Deutscher Eisenportlandzementwerke, dessen Mitglieder sich gegenseitig verpflichtet haben, den Eisenportlandzement genau nach der vorstehenden Begriffserklärung herzustellen.

II. Verpackung und Gewicht.

Eisenportlandzement wird in der Regel in Säcken oder Fässern verpackt. Die Verpackung soll außer dem Bruttogewicht und der Bezeichnung „Eisenportlandzement" die Firma oder Marke des Werkes, sowie das in die Zeichenrolle des Patentamtes eingetragene Warenzeichen des Vereins in deutlicher Ausführung tragen.

Streuverlust sowie etwaige Schwankungen im Einzelgewicht können bis zu 2 vH. nicht beanstandet werden.

Begründung und Erläuterung.

Da bei Verpackung sowohl in Säcken wie in Fässern verschiedene Gewichte im Gebrauch sind, so ist die Aufschrift des Bruttogewichts unbedingt nötig. Durch die Bezeichnung Eisenportlandzement und Führung des Warenzeichens des Vereins soll dem Käufer die Gewißheit gegeben werden, daß die Ware der diesen Normen vorgedruckten Begriffserklärung entspricht.

Digitized by Google

III. Abbinden.[1])
IV. Raumbeständigkeit.
V. Feinheit der Mahlung.
VI. Festigkeitsproben.
VII. Festigkeit.

Anhang II.

B. Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton.

Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908.

§ 1. Betonmasse.

Die Probekörper müssen mit Baustoffen gleicher Art, gleicher Aufbereitung, gleichen Feuchtigkeitsgehalts hergestellt werden, wie es für den Beton des Bauwerks oder Bauteils in Aussicht genommen ist oder zur Ausführung kommt.

Die zur Kontrolle der Bauausführung bestimmten Probekörper sind demnach in der Regel aus der zum Einbringen in die Verwendungsstelle am Bau fertigen Betonmasse herzustellen[2]).

§ 2. Arbeitsstelle.

Die Probekörper sind an einem vor Regen, Zugluft, Kälte und strahlender Wärme geschützten Orte herzustellen.

§ 3. Anzahl der Probekörper.

Für jede Versuchsreihe sind in der Regel 3 Körper in unmittelbarer Arbeitsfolge herzustellen.

§ 4. Formen und Stampfer.

Zur Herstellung der Probekörper sind eiserne Würfelformen von 300 mm Seitenlänge zu verwenden (Fig. 1).

Zum Stampfen sind quadratische Normalstampfer von 12 cm Seitenlänge und 12 kg Gewicht zu benutzen (Fig. 2).

---

[1]) Die Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Eisenportlandzement sind von III ab gleichlautend mit den entsprechenden Normen für Portlandzement vom Dezember 1909.

[2]) Diese Bestimmungen für Probekörper aus Stampfbeton können — sinngemäß angewandt — bis auf weiteres auch Geltung beanspruchen für die Anfertigung und Prüfung von Probekörpern bei der Ausführung von Eisenbetonbauten. Es ist hierbei jedoch zu beachten daß nach den bisherigen Erfahrungen eine Betonmasse mit so reichem Wasserzusatz, wie sie bei Eisenbetonbauten oft verwendet werden muß infolge ihrer Verarbeitung in den dichten eisernen für Wasser undurchlässigen Würfelformen geringere Festigkeit erhält als die gleiche Betonmasse, die durch die Holzschalung und die in dieser enthaltenen Fugen Wasser verliert.

Digitized by Google

Zur Führung des Stampfers an den Wandungen der Form sowie zum Halten der überstehenden Betonmasse dient ein eiserner 30 cm hoher Rahmen, welcher auf die Form mit deren Innenflächen bündig aufgesetzt wird (Fig. 1).

Fig. 1.

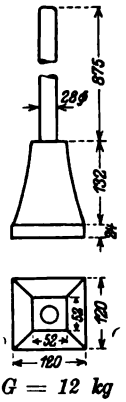


Fig. 2.

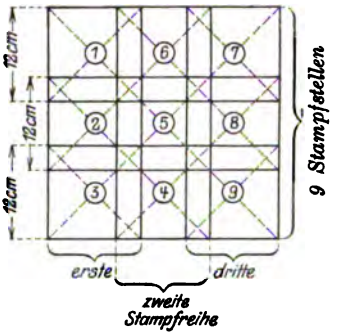


Fig. 3.

§ 5. Einlegen und Stampfen der Betonmasse.

Die Anfertigung der Würfel muß an einem von der Lagerstelle der bereits fertigen Würfel entfernten Platz erfolgen, damit die Erschütterungen auf die frisch gestampften Würfel nicht einwirken können; die Würfelform ist auf eine etwa 3 cm hohe Sandunterlage zu stellen.

Die Betonmasse ist in 2 Schichten von gleicher Höhe einzulegen.

Bei grober und steinreicher Betonmasse empfiehlt es sich, um am Würfelkörper dichte Kanten und Ecken zu erzielen, vor dem Einlegen der Betonmasse an den Kanten der Form am Boden etwas Mörtel vorzulegen, welcher der Betonmasse zu entnehmen ist.

Jede Schicht ist zunächst zu ebnen. An den Wandungen der Form muß mit einem passenden Gerät (Kelle) hinuntergestochen werden, um an den Wandungen etwa festanliegende Steine herabzudrücken und die Bildung von Nestern oder Hohlräumen zu verindern.

Jede Schicht ist mit möglichst der gleichen Stampfarbeit herzustellen, wie sie beim Bau angewandt wird oder zur Anwendung gelangen soll.

Wie beim Bauwerk darauf zu achten ist daß das Stampfen der einzelnen Schichten am besten reihenweise erfolgt, so wird auch bei Herstellung der Probekörper zweckmäßig nach Fig. 3 verfahren.

Vor dem Einbringen der zweiten Schicht muß um eine gute Verbindung der Schichten zu erzielen, die Oberfläche der ersten Schicht aufgerauht werden.

Nach Beendigung des Stampfens und Entfernung des Aufsatzrahmens muß der überstehende Beton, welcher für Anfertigung weiterer Probekörper nicht mehr verwendet werden darf, entfernt und die Oberfläche der eingestampften Masse mit den Formrändern bündig mittels stählernen Lineals so abgezogen werden daß sie eben und möglichst glatt wird. Hohlräume sind dabei mit Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

Digitized by Google

§ 6. Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper.

Jeder Probekörper ist mit der Bezeichnung des Anfertigungstages und einer Erkennungsmarke zu versehen.

Die Probekörper sollen mindestens 24 Stunden in der Form verbleiben. Alsdann sollen nach Entfernung der 4 Seitenwände der Form die fertigen Betonkörper entweder erst noch weitere 24 Stunden auf der Formplatte ruhen oder bei genügender Erhärtung gleich auf derselben nach einem geschlossenen frostfreien Lagerraum verbracht und hier auf eine mindestens 10 cm starke feuchte, erd- und lehmfreie Sandschicht mit 10 cm Abstand voneinander vorsichtig aufgelegt werden. Die Zwischenräume zwischen den abgelagerten Körpern sind mit ebensolchem Sand auszufüllen; über die Körper ist eine gleiche Deckschicht zu breiten. Der Sand muß während der Lagerungsdauer feucht erhalten werden.

Bei Platzmangel können auf derart abgelagerte Reihen Betonkörper bis zu vier weitere Schichten aufgesetzt werden.

In diesem Lager sollen die Probekörper bis zur Druckprüfung verbleiben. Beim Versand müssen sie in feuchtes Sägemehl verpackt werden.

Sofern von einer Lagerung der Probekörper unter feuchtem Sand — wie vorstehend beschrieben — Abstand genommen wird, müssen Lagerung und Behandlung der Probekörper möglichst den Bedingungen entsprechen, denen der Beton am Bau unterworfen ist[1]).

In die Niederschrift über die Anfertigung und Prüfung der Probekörper sind Angaben über Temperatur, Witterung und die Art der Lagerung einzutragen.

§ 7. Druckprobe.

Die Prüfungen sind in der Regel 28 Tage nach der Herstellung der Probekörper auszuführen. Unter Umständen kann es zweckmäßig sein, eine Prüfung bereits 7 Tage nach der Herstellung der Probekörper vorzunehmen; die Prüfung nach 28 Tagen muß auch in diesen Fällen erfolgen. Für etwaige weitere Proben sind Fristen von 90 Tagen 1, 2 und 5 Jahren üblich.

Vor der Prüfung sind das Gewicht und die Abmessungen der Körper festzustellen.

Die Druckfestigkeiten sind auf Maschinen zu ermitteln die zuverlässig auf ihre Richtigkeit geprüft werden können. Erfolgt die Messung des Druckes durch Federmanometer, so sind zwei Manometer oder ein Doppelmanometer anzuordnen.

Der Druck kann in der Stampfrichtung oder senkrecht zur Stampfrichtung ausgeübt werden. Vor der Prüfung ist festzustellen, ob die Druckflächen eben und parallel sind. Unebene und nicht parallele Flächen sind mit Zement oder Zementmörtel dünn abzugleichen: die aufgebrachte Abgleichschicht soll bei der Prüfung annähernd die Festigkeit des Betonkörpers haben.

Die Drucksteigerung hat langsam und stetig zu erfolgen, ungefähr derart, daß in der Sekunde die Belastung um 1 kg/qcm wächst. Der Höchststand des Manometers bestimmt die erreichte Druckfestigkeit.

Maßgebend ist der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe (in der Regel 3 Probekörper).

---

[1]) Die Lagerung unter feuchtem Sand verdient Vorzug, weil durch sie nicht nur gute, sondern vor allem gleichartige Erhärtungsbedingungen gewährleistet werden.

Die Temperatur ist von Einfluß auf die Erhärtung des Betons: warme Witterung beschleunigt, kalte verlangsamt die Erhärtung.

Digitized by Google

Anhang III.

A. Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton (Laboratioriumsversuche).

Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908.

§ 1. Mischungsverhältnis und Art der Betonmasse.

Das Mischungsverhältnis (Zement zu Sand zu Zuschlag) muß in Gewichts- oder Raumteilen festgelegt sein; auch ist anzugeben, ob die Probekörper aus einer Betonmasse erdfeuchter oder weicher Art hergestellt werden sollen.

Erdfeucht ist eine Betonmasse, die nur so viel Wasser enthält, daß erst nach beendeter Stampfarbeit die Oberfläche des Würfelkörpers eben anfängt, Wasser abzusondern oder unter dem Druck der Finger nachzugeben.

Für eine Betonmasse, die infolge der Eigenschaften des Sandes und der Zuschläge derartige Erscheinungen nach dem Stampfen nicht zeigt, gilt als Merkmal des erdfeuchten Zustandes, daß beim Formen eines Ballens mit der Hand deutlich sichtbare Nässe auf der Handfläche zurückbleibt.

Weich ist eine Betonmasse, deren Wasserzusatz so bemessen ist, daß die Ränder der durch einen Stampfstoß am fertigen Körper hervorgerufenen Vertiefung eine kurze Zeit stehen bleiben und nur langsam verlaufen, so daß eine verdichtende Wirkung von der Stampfarbeit noch erwartet werden kann.

§ 2. Zement, Sand und Zuschläge.

Der **Zement** ist der Normenprobe zu unterwerfen. Das Ergebnis ist in der Niederschrift über die Anfertigung und Prüfung der Probekörper anzugeben.

Als **Sand** gilt alles feine Gestein bis 7 mm Korngröße, zu Versuchszwecken gewonnen durch Blechsiebe mit kreisrunden Löchern.

Die **Zuschlagstoffe** (Kies, Steinschlag usw.) sollen möglicht in zweierlei Korngröße (z. B. 7—25 mm und 25—40 mm) geschieden werden. Die Zusammensetzung ist in der Niederschrift über die Anfertigung und Prüfung der Probekörper anzugeben. Bei dem Aussieben von Hand sollen Blechsiebe mit runden Löchern (Normalsiebe) verwendet werden.

Die Stoffmengen, Zement sowohl wie Sand und Zuschläge sind nach Gewicht abzumessen und zu diesem Zweck unter Zugrundelegung der Raumgewichte der einzelnen Baustoffe — bei jeder Versuchsarbeit durch gleichartiges Einfüllen in zylinderförmige 10 Litergefäße von 26,7 cm Durchmesser und 17,9 cm Höhe bestimmt — von Raumteilen in Gewichtsteile umzurechnen, sofern das Mischungsverhältnis nicht in Gewichtsteilen angegeben ist.

§ 3. Wasserzusatz.

Die Menge des Wassers ist nach Hundertteilen des Trockengewichts sämtlicher in der Mischung enthaltenen Baustoffe anzugeben. Der Wassergehalt des Sandes und der Zuschlagstoffe ist jedesmal vor der Verarbeitung an je 5 kg durch Verdunstung mittels künstlicher Trocknung festzustellen und in der Niederschrift zu vermerken. Die der Mischung nachträglich noch zuzusetzende Wassermenge ist durch Abzug der in den Zuschlagstoffen enthaltenen Feuchtigkeit von der Gesamtwassermenge zu ermitteln.

Digitized by Google

Beispiel.

Mischungsverhältnis	Raumgewicht	Menge für 3 Würfel	Gewicht der Mischung
Raumteile	kg	L	kg
1 Zement A	1,253	20	25,06
$2^1/_2$ Isarsand ungewaschen . . .	1,515	50	75,75
5 Isarkies {50 vH. 7—25 mm, 50 vH. 25—40 „	1,665	100	166,50
			267,31
abzüglich des in den Zuschlagstoffen enth. Wassers			13,48
verbleibt Gewicht der **trockenen** Mischung . .			253,83
erdfeucht anzumachen mit 7 vH. Wasser =			17,77 kg
abzügl. d. i. d. Zuschlagst. enth. Wassers =			13,48 „
bleibt an Wasser zuzusetzen . . =			4,29 kg

§ 4. Mischen.

Das Mischen muß durch eine geeignete Mischmaschine erfolgen, welche das Mischgut nicht nur durcheinander mengt, sondern auch knetet.

Eine solche Normalmaschine ist anzustreben.

Bis auf weiteres soll das Mischen in der Maschine Bauart Hüser erfolgen. (Kesseldurchmesser 1100 mm, etwa 32 Umdrehungen in der Minute.)

Die jeweils in den Mischkessel einzubringende Menge an Mischgut muß für mindestens 3 Probekörper ausreichen.

Die Mischzeit beträgt 1 Minute für Trockenmischung und weitere $2^1/_2$ Minuten bei Zugabe des Wassers.

§ 5. Arbeitsstelle.

Die Anfertigung der Probekörper muß in einem geschlossenen, mäßig warmen Raume, vor Sonne und strahlender Ofenwärme geschützt, erfolgen.

Die Temperatur der Baustoffe (auch des Wassers) soll vor und während der Verarbeitung und während der Aufbewahrung 10—25° C betragen.

§ 6. Anzahl der Probekörper.

Für jede Versuchsreihe sind in der Regel 3 Körper in unmittelbarer Arbeitsfolge herzustellen.

§ 7. Formen und Stampfer.

Zur Herstellung der Probekörper sind eiserne Würfelformen von 300 mm Seitenlänge zu verwenden.

Zum Stampfen sind quadratische Normalstampfer von 12 cm Seitenlänge und 12 kg Gewicht zu benutzen.

Zur Führung des Stampfers an den Wandungen der Form sowie zum Halten der überstehenden Betonmasse dient ein eiserner 30 cm hoher Rahmen, welcher auf die Form mit deren Innenflächen bündig aufgesetzt wird.

§ 8. Einlegen und Stampfen der Betonmasse.

Die Anfertigung der Würfel muß an einem von der Lagerstelle der bereits fertigen Würfel entfernten Platz erfolgen, damit die Erschütterungen auf die frisch gestampften Würfel nicht einwirken können; die Würfelform ist auf eine etwa 3 cm hohe Sandunterlage zu stellen.

Digitized by Google

Die Betonmasse ist in 2 Schichten von gleicher Höhe einzulegen.

Bei grober und steinreicher Betonmasse empfiehlt es sich, um am Würfelkörper dichte Kanten und Ecken zu erzielen, vor dem Einlegen der Betonmasse an den Kanten der Form am Boden etwas Mörtel vorzulegen. Dieser Mörtel ist der Betonmasse mittels Absiebens durch ein 7 mm-Sieb zu entnehmen. Der Siebrückstand ist nicht mehr zu verwenden.

Jede Schicht ist zunächst zu ebnen. An den Wandungen der Form muß mit einem passenden Geräte (Kelle) hinuntergestochen werden, um an den Wandungen etwa festanliegende Steine hinabzudrücken und die Bildung von Nestern und Hohlräumen zu verhindern.

Um einen stets gleichmäßigen Aufwand an Stampfarbeit und dadurch eine möglichst gleichartige Verdichtung der Betonmasse zu erzielen darf das Stampfen nur durch freien Fall des Stampfers bei rund 25 cm Fallhöhe bewirkt werden.

Das Stampfen muß reihenweise erfolgen. Hierfür wird die Würfelfläche in 3 Stampfreihen von je 10 cm Breite und in 9 Stampfstellen eingeteilt.

Die Probekörper sind mit insgesamt 216 Stampfstößen herzustellen und zwar mit 4 mal je 3 = 12 Stampfstößen für jede Stampfstelle jeder Schicht.

An einer Ecke beginnend sind 3 Stampfstöße auf derselben Stelle auszuüben, hierauf ist der danebenliegende mittlere Teil der ersten Stampfreihe derart zu stampfen daß der 12 cm breite Stampfer etwa 3 cm auf die erste Stampfstelle übergreift. In gleicher Weise ist bei der dritten Stampfstelle der ersten Stampfreihe sodann bei der mittleren und dritten Stampfreihe fortzufahren. Die Stampffläche ist sodann zum zweiten Male wie vor beschrieben, aber in umgekehrter Reihenfolge, an letzter Stelle des ersten Stampfens beginnend, in 3 Reihen mit je 3 Stößen für jede Stampfstelle zu bearbeiten. Schließlich ist die Fläche in gleicher Weise und Reihenfolge noch ein drittes und viertes Mal zu stampfen.

Die Oberfläche der ersten Schicht ist nach Beendigung des Stampfens vor dem Einlegen der zweiten Schicht durchweg aufzurauhen damit eine gute Verbindung der Schichten untereinander eintritt.

Das Stampfen der zweiten Schicht hat in gleicher Weise zu erfolgen wie das Stampfen der ersten Schicht.

Nach Beendigung des Stampfens und Entfernung des Aufsatzrahmens muß der überstehende Beton, welcher für Anfertigung weiterer Probekörper nicht mehr verwendet werden darf, entfernt und die Oberfläche der eingestampften Masse mit den Formrändern bündig mittels stählernen Lineals so abgezogen werden, daß sie eben und möglichst glatt wird. Hohlräume sind dabei mit Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

§ 9. Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper.

Jeder Probekörper ist mit der Bezeichnung des Anfertigungstages und einer Erkennungsmarke zu versehen.

Die Probekörper sollen mindestens 24 Stunden in der Form verbleiben. Alsdann sollen nach Entfernung der 4 Seitenwände der Form die fertigen Betonkörper entweder erst noch weitere 24 Stunden auf der Formplatte ruhen oder, bei genügender Erhärtung, gleich auf derselben nach einem geschlossenen frostfreien Lagerraum verbracht und hier auf eine mindestens 10 cm starke feuchte, erd- und lehmfreie Sandschicht mit 10 cm Abstand voneinander vorsichtig aufgelegt werden. Die Zwischenräume zwischen den abgelagerten Körpern sind mit ebensolchem Sand auszufüllen; über die Körper ist eine gleiche Deckschicht zu breiten. Der Sand muß während der Lagerungsdauer feucht erhalten werden.

Bei Platzmangel können auf derart abgelagerte Reihen Betonkörper bis zu vier weitere Schichten aufgesetzt werden.

Digitized by Google

In diesem Lager sollen die Probekörper bis zur Druckprüfung verbleiben. Beim Versand müssen sie in feuchtes Sägemehl verpackt werden.

In die Niederschrift über die Anfertigung und Prüfung der Probekörper sind Temperatur- und Witterungsangaben einzutragen.

§ 10. Druckprobe.

Die Prüfungen sind in der Regel 28 Tage nach der Herstellung der Probekörper auszuführen. Für etwaige weitere Proben sind Fristen von 90 Tagen, 1, 2 und 5 Jahren üblich.

Vor der Prüfung sind das Gewicht und die Abmessungen der Körper festzustellen.

Die Druckfestigkeiten sind auf Maschinen zu ermitteln, die zuverlässig auf ihre Richtigkeit geprüft werden können.

Erfolgt die Messung des Druckes durch Federmanometer, so sind zwei Manometer oder ein Doppelmanometer anzuordnen.

Der Druck kann in der Stampfrichtung oder senkrecht zur Stampfrichtung ausgeübt werden. Vor der Prüfung ist festzustellen, ob die Druckflächen eben und parallel sind. Unebene und nicht parallele Flächen sind mit Zement oder Zementmörtel dünn abzugleichen; die aufgebrachte Abgleichschicht soll bei der Prüfung annähernd die Festigkeit des Betonkörpers haben.

Die Drucksteigerung hat langsam und stetig zu erfolgen, ungefähr derart, daß in der Sekunde die Belastung um 1 kg/qcm wächst. Der Höchststand des Manometers bestimmt die erreichte Druckfestigkeit.

Maßgebend ist der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe (in der Regel 3 Probekörper).

Nachtrag. Anhang IV.

Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton.

Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton Oktober 1915.

§ 1. Betonmasse.

Die zur Prüfung der Bauausführung bestimmten Probekörper müssen aus Betonmassen gleicher Art, gleicher Aufbereitung und gleichen Feuchtigkeitsgehalts angefertigt werden, wie sie für den Beton des Bauwerks oder Bauteils verwendet werden. Demnach muß der zur Herstellung der Probekörper erforderliche Beton der für den Bau bestimmten Betonmasse an derjenigen Stelle entnommen werden, wo diese Betonmasse in den Bauteil eingebracht wird.

§ 2. Arbeitsstelle.

Die Probekörper sind an einem vor Regen, Zugluft, Kälte und strahlender Wärme geschützten Orte herzustellen.

§ 3. Anzahl der Probekörper.

Für jede Versuchsreihe sind in der Regel drei Körper in unmittelbarer Arbeitsfolge herzustellen.

Digitized by Google

§ 4. Formen und sonstiges Arbeitsgerät.

Zur Herstellung der Probekörper sind eiserne Würfelformen von 20 cm Seitenlänge zu verwenden[1]).

Zum Durcharbeiten der Betonmasse in der Form sind Arbeitsgeräte zu benutzen, wie sie auch zum Durcharbeiten des Betons an der Verwendungsstelle am Bau gebraucht werden.

Zur Führung dieser Geräte an den Wandungen der Form sowie zum Halten der überstehenden Betonmasse dient ein eiserner, 20 cm hoher Rahmen, der auf die Form mit ihren Innenflächen bündig aufgesetzt wird.

§ 5. Einlegen und Durcharbeiten der Betonmasse.

Die Probekörper sind an einem Platz anzufertigen, der von der Lagerstelle der bereits fertigen Körper getrennt ist, damit etwaige Erschütterungen nicht auf die frisch hergestellten Körper einwirken können; die Form ist auf eine etwa 3 cm hohe Sandunterlage zu stellen.

Weiche Betonmasse ist in zwei Schichten von gleicher Höhe einzulegen, flüssige Betonmasse hintereinander einzufüllen.

Die Betonmasse ist möglichst in der gleichen Art durchzuarbeiten wie beim Bau.

Nach dem Durcharbeiten der Masse muß bei weichem Beton der Aufsatzrahmen sofort abgenommen und die überstehende Betonmasse, die nicht mehr für Anfertigung weiterer Probekörper verwendet werden darf, beseitigt werden. Auf die absackende Masse ist Betonmasse nachzufüllen, damit das überflüssige Wasser abfließen kann. Alsdann muß die Oberfläche der Masse mit den Formrändern bündig abgezogen werden; Hohlräume, die hierbei entstehen, sind mit Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

Bei flüssigem Beton ist ohne Aufsatzrahmen zu arbeiten und so lange Betonmasse nachzufüllen, bis kein Aussacken mehr eintritt und das an der Oberfläche auftretende Wasser abgelaufen ist. Alsdann ist die Oberfläche der Masse mit den Formrändern bündig abzuziehen; die hierbei entstehenden Hohlräume sind mit Mörtel aus der übrigen Betonmasse auszufüllen.

§ 6. Behandlung und Aufbewahrung der Probekörper.

An jedem Probekörper ist in deutlicher und dauerhafter Weise der Anfertigungstag und das Mischungsverhältnis zu bezeichnen und eine Erkennungsmarke anzubringen.

Die Probekörper sollen mindestens 24 Stunden in der Form bleiben. Sind dann die vier Formwände entfernt, so sollen die Körper weitere 24 Stunden auf der Formplatte ruhen. Danach sind sie bis zum Tage der Prüfung oder des Versandes in einem geschlossenen frostfreien Raum auf einem Lattenrost so zu lagern, daß die Luft allseitig Zutritt hat. Die Probekörper müssen vom zweiten Tage an bis

[1]) Während einer Übergangszeit sollen neben den Würfelformen von 20 cm Seitenlänge noch die alten Formen von 30 cm Seitenlänge gestattet sein.

Es bleibt vorbehalten, Formen einzuführen, bei denen das überflüssige Wasser aus der weichen und flüssigen Betonmasse entfernt wird. In diesem Falle müssen die Werte der in § 18, Ziff. 1 der Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Eisenbeton vorgeschriebenen Würfelfestigkeiten den Versuchsergebnissen entsprechend erhöht werden.

Digitized by Google

zum Tage der Prüfung oder des Versandes mit Tüchern bedeckt sein. Die Tücher sind vom zweiten bis zum siebenten Tage feucht zu halten.

Bei Platzmangel können auf derart abgelagerten Reihen von Betonkörpern bis zu vier weitere Schichten aufgesetzt werden.

Beim Versand müssen die Probekörper in trockenes Sägemehl oder dergleichen verpackt werden.

In die Niederschrift über die Anfertigung und Prüfung der Probekörper sind Angaben über Luftwärme[1]), Witterung und Art der Lagerung einzutragen.

§ 7. Druckprobe.

1. Die Prüfungen sind 28 oder 45 Tage nach Herstellung der Probekörper auszuführen.

2. Um durch Druckversuche den Nachweis mit 28 Tage alten Probekörpern aus den vorgesehenen Baustoffen zu erbringen, bedarf es in der Regel mindestens fünf Wochen. Wenn diese Zeit nicht zur Verfügung steht, wird unter Umständen schon ein Druckversuch mit sieben Tage alten Probekörpern einen Schluß auf die nach 28 Tagen zu erwartende Festigkeit gestatten; außerdem muß aber der Nachweis mit 28 (oder 45) Tage alten Probekörpern erbracht werden.

3. Vor der Prüfung ist festzustellen, ob die Druckflächen eben und gleichlaufend sind. Unebene und nicht gleichlaufende Flächen sind durch Abgleichung eben und gleichlaufend herzustellen. Die aufgebrachte Abgleichschicht soll bei der Prüfung annähernd die Festigkeit des Betonkörperchens haben.

Vor der Prüfung sind Gewicht und Abmessungen der Körper festzustellen.

4. Die Druckfestigkeiten sind auf Maschinen zu ermitteln, die zuverlässig auf ihre Richtigkeit geprüft sind. Zwischenlagen von Blei, Pappe, Filz und dergl. sind unzulässig.

Wird der Druck durch Federdruckmesser gemessen, so sind deren zwei anzubringen. Von ihnen ist nur der eine (der Gebrauchsdruckmesser) dauernd zu benutzen. Der zweite muß abstellbar sein; er dient zur Prüfung des Gebrauchsdruckmessers und ist nur zu diesem Zweck anzustellen und dann gleichzeitig mit abzulesen. Ergeben sich hierbei in den Anzeigen beider Druckmesser andere Unterschiede als bei der ursprünglichen Prüfung der Maschine, so ist der Gebrauchsdruckmesser nachzuprüfen und nötigenfalls eine neue Krafttafel (Tafel für die Beziehungen zwischen Druckmesseranzeigen und Druckkraft) aufzustellen.

Der Druck kann in der Richtung, in der die Betonmasse eingebracht worden ist, oder senkrecht dazu ausgeübt werden.

Der Druck ist langsam und stetig zu steigern, ungefähr derart, daß die Belastung in der Sekunde um 1 kg/qcm wächst.

5. Als Druckfestigkeit gilt nicht etwa die Belastung beim Auftreten von Rissen, sondern die höchste erreichte Belastung.

6. Maßgebend ist der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe (in der Regel drei Probekörper).

---

[1]) Die Luftwärme ist von Einfluß auf die Erhärtung des Betons; warme Witterung beschleunigt, kalte verlangsamt die Erhärtung.

Digitized by Google

Sachregister.

(Die Zahlen bedeuten die Seitenzahlen.)

Abbiegungen oder Haken bei Eiseneinlagen 273.
Abbinden, Abbindezeit 16, 17.
Adhäsion 100, 101, 108.
Alaun, Einfluß auf Beton 45.
Alter des Betons 62, 63, 113.
Anfangsspannungen im Eisen beim Erhärten des Betons 150.
Anfangszugspannungen im Beton 127, 128.
Anstrichmittel zum Dichten von Beton 42, 43, 44.
Arbeitsfugen 188, 190, 193.
Armierungsgehalt, Armierungsprozentsatz 126, 127, 128, 238, 272, 273.
Aufgebogene Eiseneinlagen 199, 364, 366.
Auflagerung, Bestimmung der, bei Eisenbetonträgern 194.
Ausbeutungskoeffizient 23.
Ausbeute 23.
Ausdehnungsfugen 130, 131.
Ausknicken von Eisenbetonstützen 239.
Axialer Zug 203.
— Druck 203.

Balken 188.
Beanspruchungen, zulässige von Beton auf Druck 416.
— — — — Zug 420.
— — — — Schub 422.
— — — — Eisen 424.
Berechnung der Bügel 367.
— von Eisenbetonsäulen 231—234.
— der Normalspannungen in Eisenbetonquerschnitten 369—389, 425 bis 435.
— der schrägen Eiseneinlagen 362 bis 367.
Berechnung von Schub- und Hauptspannungen in Eisenbetonträgern 362—367, 396—401, 435—438.
— der Spannungen in Eisenbetonträgern bei Biegung mit axialem Zug oder Druck 402—407, 438—441.
— von trägerlosen Eisenbetonplatten 503—523, 533—539.
Bernoullische Annahme 202, 248.
Betonschutzschichte gegen Rost 171, 172.
— gegen Feuer 156.
Bewegung der Eiseneinlagen im Beton 116, 118.
Biegeversuche zur Bestimmung der Dehnungsfähigkeit von Beton und Eisenbeton 131—155.
— zur Bestimmung der Haftfähigkeit 103—119.
Biegungsdruckfestigkeit 418.
Biegungszugfestigkeit 56.
Bindemittel 12, 47, 58.
Blei, Verhalten von — gegenüber Beton 38.
Blitzschutz von Eisenbeton 167.
Brandproben 157.
Bruchdehnung von Eiseneinlagen 95, 96, 97, 98.
Bruchfestigkeit von Eisenbetonsäulen 227, 230.
Bügel 200, 205, 206, 208, 210, 213, 215, 217, 218, 234, 235, 242, 277, 280, 282, 320, 329 u. d. f.
Bügelabstand bei Eisenbetonsäulen 213, 214, 217, 242.
— bei Unterzügen 367.
Bügelformen, verschiedene 205, 206, 330.
Bulbeisen 90.

Digitized by Google

Chlorkalzium, Einfluß auf Beton 163, 169.
Chromnickelstahl 98.
Considerescher Annahme 132.
Cup-Eisen 114.

Dauerversuche 301.
Deckeneisen 198.
Deckenplatte 192.
Dehnung von Eisen 93, 96.
Dehnungsfähigkeit von Eisenbeton 131 bis 155.
Dehnungskoeffizient 48, 131.
Dehnungsmesser 137—138.
Dehnungsverteilung 155, 266.
Dehydration des Betons im Feuer 160.
Diagonalbügel 205.
Diagonalfachwerk, Verteilung der schrägen Eisen nach einem 339, 366.
Diamondeisen 86.
Dichtigkeit von Beton 11.
Dichtungsverfahren von Sylvester 45.
Drehfestigkeit 312, 316.
Dreiecksnetzform, Eiseneinlagen 88.
Druckbewehrung 277, 279, 280, 281; 284.
Druckeisen 282.
Druckelastizitätsmessungen 51, 52, 53.
Druckelastizitätszahlen von Beton 48 bis 55.
Druckfestigkeit von Beton 8, 9, 15, 55 bis 58, 64—81.
— von Eisenbetonsäulen 203—347.
Druckgurt 200, 282.
Druckversuche 56.
Druckzone, Verstärkung durch Eiseneinlagen 277—284.
Druckzylinder 226.
Durchbiegungen, Messung von 143, 293—299.
—, Verhältnis bei durchlaufender Trägern 483, 484.
Durchlaufende Eisenbetonplatten, Versuche mit 529—533.
— Eisenbetonträger, Versuche mit 442 bis 495.
Durchrosten von Eisen 170.

Eddy, Berechnung von Eisenbetonplatten nach dem Verfahren 503 bis 520.
Einschnürung von Eisenstäben 95.
Einspannungsgrad, Bestimmung des — bei durchlaufenden Trägern 442.
Eiseneinlagen 85—98.
Eisenportlandzement 14, 549.
Eisenprozentgehalt 227, 273.
Eisengewichtsverlust durch elektrischen Strom 164.
Elastizitätsgrenze 91.
Elastizitätsmessungen 50, 51, 95.
Elastizitätszahlen für Beton 53, 58—64,
— für Eisen 92.
—, Verhältnis von 207, 284, 285, 369.
Elektrische Leitungsfähigkeit von Beton 163.
Elektrischer Strom, Einfluß auf Beton 163—169.
Entrosten von Eisen im Beton 119—121.
Erhärtung von Beton 16, 27, 113.
Eulersche Gleichung 240, 241.

Fabrikmäßig hergestellte Eiseneinlagen 85—90.
Fäkalwasser, Wirkung auf Beton 34.
Festigkeitsversuche mit Eiseneinlagen 91—98.
Fett, Wirkung auf Beton 36.
Feuersicherheit von Eisenbeton 155, bis 163.
Flacheisen 85, 115.
Flächenlagerung bei Eisenbetonträgern 193.
Fließfiguren bei Eisen 97.
Fließgrenze 97.
Frontstützen 198.

Ganghöhe bei Umschnürungen 231, 243, 244, 246.
Geradelinien-Gesetz 256.
Gezahnte Eisen 85.
Gitterträger 90.
Glasierte Ziegel im Feuer 160.
Gleichstrom, Einfluß auf Beton 165.
Gleitwiderstand 100, 119.
Granit im Feuer 159.
Graphische Ermittlung der Spannungen von Eisenbetonquerschnitten 409 bis 413.
Gräten-Streckmetall 88.
Grundwasser, Wirkung auf Beton 38, 39.
Gußeisen im Feuer 158.
— umschnürtes 235—237.
Guß- oder Schüttbeton 7, 190

Digitized by Google

Haftfähigkeit 107, 109, 111, 115, 118, 119, 299.
Haftfestigkeit 100, 102, 103, 108, 111, 115, 119.
Haftkraft 108, 112.
Haftvermögen 99, 110, 113, 118.
Hakenform, günstigste der Eiseneinlagen 273, 274.
Hakenwiderstand 102.
Hauptspannungen 302, 303, 320, 322.
— Berechnung der 362—364.
Havemeyer-Eisen 86.
Hochofenzement 14.
Holz im Feuer 158.
Hooksches Gesetz 51, 202, 249, 256.
Hyperbolisches Gesetz 257.
Hy-Rib 88.

Johnson-Eisen 85.

Kahn-Eisen 87.
Kalksandstein im Feuer 160.
Kalkstein im Feuer 159.
Kalkzusatz, Wirkung auf die Festigkeit von Beton 46, 47.
Kaltbiegeprobe des Eisens 98.
Kälte, Einfluß auf Beton 47.
Kernbeton, umschnürter 235—237.
Kerndurchmesser von Eisenbetonstützen 231.
Kernquerschnitt 221, 232, 233, 234.
Kies 19.
Klemmwirkung bei Eisenbeton 114, 119.
Klima, Einfluß auf Beton 47.
Klinkerverblendung im Feuer 160.
Knickbelastung 241.
Knickungskoeffizient 241.
Knickungsversuche 237—241.
Knoteneisen 86.
Kochsalz, Einfluß auf Beton 163—169.
Kohlensäure, Wirkung auf Beton 40, 174, 175, 176.
Kohlenstoffgehalt im Eisen 95, 96.
Kontinuität von Eisenbetonträgern 194, 196, 495.
Kontraktion von Eisenstäben 96.
Korngröße von Kies 21.
Kräftewirkung 196.
Kragarmbewehrung 289, 291, 292.
Kragarmmethode, Berechnung von Eisenbetonplatten 521.
Kupfer, Verhalten gegenüber Beton 38.
Künstliche Steine im Feuer 159.

Lagerung, Einfluß der 59—62.
Längenänderungen von Beton 27, 32, 48, 49, 121—131, 145, 146, 213, 219, 220, 236, 251, 254, 255, 258.
Längsbewehrung 206, 208, 214, 215, 222, 224, 226, 227, 229, 230, 231, 233.
Längseisen 199, 200, 205, 206, 207, 209, 212, 213, 214, 217, 218, 219, 230, 231, 232, 235, 236, 242, 245, 247, 277, 278, 279.
Leitungsfähigkeit, elektrische, von Beton 163.
Leitungswiderstand 169.
Leonard-Bauweise 500.
Libellen zur Messung der Änderung der Balkenachse 450.
Lichtbogen, Wirkung auf Eisenbeton 167.
Lolatträger 90.
Luftlagerung, Einfluß auf die Haftfähigkeit von Beton 114.

Marmor im Feuer 159.
Materialbedarf bei Betonmischungen 24, 25.
Mechanische Verbindung von Eiseneinlagen 273.
Meßstrecken, Einfluß der Größe der 143.
Meßvorrichtungen 139.
Mineralöle, Wirkung auf Beton 36, 37.
Mischung von Beton 8, 9, 21—27, 47.
Mischungsverhältnis 21—26, 47, 58.
Monolität von Eisenbeton 188, 190.
Moorboden, Wirkung auf Beton 39, 40, 41.
Moorwasser, Wirkung auf Beton 38, 39, 40, 41.
Mueser-Eisen 86.

Näherungsverfahren zur Berechnung von Eisenbetonplatten 520.
Naturzement 13.
Naviersche Annahme 202, 249.
— Knickungsformel 241.
Navierssches Spannungsverteilungsgesetz 256.
Nebenspannungen 389.
Nebenunterzüge 188.
Nietlose Gitterträger 89.
Normen 540—556.
Nullinie, Wanderung der 249—256.

Digitized by Google

Oberflächengestaltung der Eisen, Einfluß auf die Haftfähigkeit 115.
Öl, Wirkung auf Beton 36, 37.

Platten 188—199.
Plattenbalken 188.
Plattenbreite bei T-Balken 192, 285 bis 293.
Pohlmann-Eisen 90.
Poissonsche Konstante 48, 219.
Poröse Terrakotta im Feuer 160.
Portlandzement 13.
Potenzgesetz 48, 257.
Prismen- oder Säulenfestigkeit 203.
Profileisen, Einfluß auf den Gleitwiderstand 115.
Proportionalitätsgrenze von Eisen 96, 97.
Prüfungsmethoden, Einfluß auf die Festigkeit von Beton 47.
Puzzolanerde 13.
Pyramidenbildung bei Säulenversuchen 217, 218.

Quadrateisen 92.
Querbewehrung 206, 218, 222, 225, 226, 227—229, 230, 231, 237, 247.
Querbügel 213, 215, 220.
Querdehnung 213, 216, 218, 219, 220, 224, 227, 228, 230.
Quereisen 212, 218, 235, 275.
Querkontraktion bei Eisenbetonplatten 503, 519.
Querschnittsänderung 249—265.
Querschnittsverminderung von Eiseneinlagen 93—98.

Randbalken 190, 194.
Randfeld 199.
Randstützen 198.
Randunterzüge 190.
Ransome-Eisen 86.
Rauchgase, Einfluß auf Eisenbeton 185, 186, 187.
Raumbeständigkeit von Portlandzement 15.
Ringbügel 216.
Ring- und Radialeisen bei Eisenbetonplatten und -Stützen 501, 502, 518.
Rißbelastungen 153, 225, 227, 234, 256, 266.
Rißbildung 185, 267—269, 302, 317 bis 324, 366.
Rißlasten 99, 220, 230, 231.
Rißweiten 270.
Romanzement 13.
Rostbildende Substanzen, Einfluß auf Eiseneinlagen im Beton 169—187.
Rostbildung 177, 180, 182, 184.
Rostsicherheit von Eisenbeton 7, 119 bis 121.
Rostwirkung 182.
Rundeisen 85.

Salz, Wirkung auf Beton 170.
Sand 18.
Sandstein im Feuer 159.
Santorinerde 13.
Säulen- oder Prismenfestigkeit 203, 204, 209, 214, 218, 221—247.
Säulenversuche 212—232.
Säuren, Wirkung auf Beton 34.
Schalenrisse bei umschnürten Eisenbetonsäulen 227, 230, 235.
Schalung 191, 196.
Scherfestigkeit von Beton 303, 304.
Schiebungskoeffizient 308, 310.
Schiefe Zugrisse 320.
Schlackenzement 13.
Schräge Eisen, Berechnung 364.
—, günstigste Verteilung.
Schubelastizität 303.
Schubelastizitätsmodul 302—316.
Schubfestigkeit 302—316.
Schubkoeffizienten 313, 314.
Schub- oder Scherfestigkeit 82, 303, 305.
— oder Scherfestigkeit, Versuche über 305, 306.
— oder Scherspannungen 302—316.
Schubspannungen, Berechnung der 362, 363.
Schubwiderstand bei Eisenbetonträgern. Versuche über, von Bach und Graf 340—353; von Luft 335, 338; von Saliger 353—362; von Talbot 331—335.
Schütt- oder Gußbeton 7, 190.
Schutzmittel gegen zerstörende Wirkungen bei Beton 34, 35, 42.
Schwefelverbindungen, Wirkung auf Beton 39, 40, 41, 186.
Schwinden von Beton und Eisenbeton 27, 129, 150.
Schwinderscheinungen 121, 128.
Schwindmaß 126, 129, 148.

Digitized by Google

Seewasser, Wirkung auf Beton 34, 35, 36.
Seifen, Wirkung auf Beton 44, 45, 46.
Siededruckproben bei Zementprüfungen 18.
Spannungstrajektorien 322.
Spannungsverteilung im Querschnitt 254, 256, 265.
Spannungsverteilungslinien 257, 258, 259.
Spiralumschnürung 89, 90, 216, 222, 233, 234, 245—247.
Sprengungen von Stampfbeton 9.
Sulfid, Wirkung auf Beton 20.
Stahl als Druckbewehrung 279, 280.
— als zulässige Beanspruchung 424.
Stampfen 196.
Stampfschichten 10.
Statische Risse 317.
Stegbreite 195.
—, Verhältnis zur Plattenbreite 399 bis 401.
Steine im Feuer 159.
Steinschlag 19.
Stoßverbindungen bei Eiseneinlagen 273 bis 277.
Streckfiguren bei Flußeisen 97.
Streckgrenze der Eiseneinlagen, Einfluß der 93, 98, 270, 271, 272, 273, 274, 277, 282.
Streckmetall 88.
Strom, elektrischer, Wirkung auf Eisenbeton 163—169.
— vagabundierender, Wirkung auf Beton und Eisenbeton 163, 165.
Stützenbewehrung 90, 205, 206, 216, 217, 222, 235. 236, 238, 241—247.
Stützenmomente bei Eisenbetonträgern 193—199, 442—495.
Stützweiten bei Eisenbetonträgern 193, 195.

T-Balken 188.
Temperatureinflüsse, Wirkung auf Beton 47, 130, 155—163, 167.
Terrakotta-Hohlsteine im Feuer 160.
Terrakotta, poröse, im Feuer 160.
Thacher-Eisen 86.
Träger auf 2 Stützen, Versuche mit durchlaufenden Eisenbetonträgern 454.
— auf 3 Stützen 458.
— auf 4 Stützen 464, 468.
— auf 6 Stützen 476.
Trägerlose Decken nach mehreren Richtungen bewehrte Eisenbetonplatten 496—503.
Tragfähigkeit von Eisenbetonplatten, Versuche über 526—528.
— von Eisenbetonstützen, Versuche über 209, 214, 215, 231, 235.
Trass 13, 46.
Treibrisse 130.
Trennungsfugen 190.
Turners Bauweise für Eisenbetonplatten 501.

Umfangsbügel bei Eisenbetonstützen 205, 213.
— bei Eisenbetonbalken 279.
Umschnürter Kernbeton 235—237.
Umschnürtes Gußeisen 235—237.
Umschnürungen 196, 215, 216—237, 243, 244, 246.

Vagabundierende Ströme 163, 165.
Verdrehungsversuche von Föppl 306; von Bach 310.
Verkittungsgrad 22, 23.
Versuche an durchlaufenden Eisenbetonplatten 529—533.
— mit durchlaufenden Eisenbetonträgern 442—495.
Verteilungseisen 198, 199.
Vorspannung von Eiseneinlagen 151, 152, 153.
Vouten 190, 196, 200, 399.
Voutenanschlüsse 194.
Voutenausbildung 195.

Walzhaut der Eiseneinlagen, Einfluß auf die Haftfähigkeit 274.
Wärmeausdehnung von Beton 32—34.
Wärmeausdehnungskoeffizienten von Eisen 91.
Wärmeausdehnungszahlen von Beton 32, 33.
Wärmedurchgang bei Beton 156.
Wärmeleitung von Beton 32—34.
Wasseraufnahmefähigkeit von Beton 43, 44, 46.
Wasserdichtigkeit von Beton 42—47.
Wasserdurchlässigkeit von Beton 172.
Wasserflecke 152—153.
Wasserlagerung von Beton, Einfluß auf die Dehnungsfähigkeit 141.
—, Einfluß auf die Haftfähigkeit 119.

Digitized by Google

Wasserzusatz bei Beton 7, 21, 22, 47, 59, 60, 61, 62, 112, 113, 121.
Wechselstrom, Wirkung auf Beton 165.
Wirtschaftlichkeit von Eisenbetonplatten 496.
Würfelfestigkeit 82, 84, 203, 204, 214, 241, 247, 316.

Zement 13.
Ziegel im Feuer 160.
Zink, Wirkung auf Beton 38.
Züblinsche Sperrbügel 206.
Zugelastizitätsmessungen bei Beton 50, 52.
Zugelastizitätszahlen für Beton 48—55.
Zugfestigkeit von Beton 15, 55—58. 64—82, 112.
Zugrisse 130, 266, 271.
Zugrisse, schiefe 319.
Zugversuche 49.
— mit Eisenbeton 135.
Zulässige Spannungen im Beton und Eisen, Mittel zur Bestimmung der 413—424.
Zusatzmittel zum Dichten von Beton 42—46.
Zuschlagsmaterial für Betonmischungen 11, 18, 19, 20, 47.

Druck der Spamerschen Buchdruckerei in Leipzig.

Digitized by Google

Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen. Versuchsvorbereitungen und Ausführungen von Prof. **H. Scheit,** Geh. Hofrat, Direktor der Kgl. Sächs. Mechan.-Technischen Versuchsanstalt in Dresden. — Versuchsplan, Entwurf, Bearbeitung der Ergebnisse und Schlußfolgerungen von Dr.-Ing. **E. Probst,** Privatdozent an der Kgl. Technischen Hochschule in Berlin. Mit 52 Textfiguren. Preis M. 5.—

Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit. Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abteilung 1 für Metallprüfung mit armierten Betonbalken. Bearbeitet und besprochen von Dr.-Ing. **E. Probst,** Zivilingenieur. (Ergänzungsheft I, 1907 der Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde West. Herausgegeben im Auftrage der Kgl. Aufsichtskommission.) Mit 77 Textfiguren und 9 Tafeln. Preis M. 15.—

Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. **Max Mayer.** Mit 30 Textfiguren, 15 Zahlentabellen und 1 Formeltafel. Preis M. 5.40

Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb. Vortrag am 7. März 1914 im Württembergischen Verein für Baukunde. Von Dr.-Ing. **Max Mayer,** Stuttgart. Mit 2 Figuren und 18 Tafeln. Preis M. 1.20

Über das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton. Von Dr.-Ing. **Adolf Kleinlogel.** Mit 5 Text- und 9 Tafelfiguren. Preis M. 2.40

Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe. Von Dr.-Ing. **Kögler,** Stadtbaumeister und Privatdozent in Dresden. Mit 8 Textfiguren. Preis M. 2.—

Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken auf Grund von Versuch und Erfahrung. Von Dr.-Ing. **R. Saliger,** ord. Professor der k. k. Technischen Hochschule in Wien. Mit 25 Tabellen und 139 Abbildungen. Preis M. 5.—

Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von Dr.-Ing. **Ernst Suter,** Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Hardt. Preis M. 4.—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Digitized by Google

Berechnung der Einsenkung von Eisenbetonplatten und Plattenbalken. Von Dr.-Ing. **Karl Heintel,** Regierungsbaumeister. Mit 37 Figuren. Preis M. 2.60

Ein neues Verfahren zur Bestimmung exzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. **Walther Kunze.** Mit 3 Textfiguren. Preis M. 1.—

Versuche mit Eisenbetonstützen. Von Geh. Reg.-Rat Prof. **G. Lang.** Preis M. 1.20

Das Zwickelverfahren. (Ein Beitrag zur Baustatik.) Elementare Bestimmung der Querkräfte, Biegungsmomente, elastischen Linien, Einflußlinien für alle im Eisenbetonbau vorkommenden Balken und Rahmen mit geradliniger Achse und konstantem Trägheitsmoment. Von Dr. **Arnold Moser,** Ingenieur, Bureauchef der Firma Maillart & Co. in Zürich, Privatdozent an der eidgenössischen technischen Hochschule in Zürich. Preis M. 1.20

Der Betonpfahl „System Mast". Ein Gründungsverfahren mit „Betonpfählen in verlorener Form". Von Ingenieur **H. Struif,** ständiger Assistent an der Kgl. Technischen Hochschule, Berlin. Zweite, vermehrte Auflage. Mit 75 Textfiguren. Preis M. 1.60

Der Betonpfahl in Theorie und Praxis. Von Dr.-Ing. **Otto Leske.** Mit 26 Textfiguren. Preis M. 2.40

Die Theorie der Pfahlgründungen. Von Ingenieur **Richard Kafka.** Mit 19 Textfiguren. Preis M. 3.—

Die Jahrhunderthalle in Breslau. Von Dr.-Ing. **Trauer,** Stadtbauinspektor in Breslau, und Prof. Dr.-Ing. **Gehler,** ehem. Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden. Mit 85 Figuren. Preis M. 2.—

Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. **H. Schürch,** in Firma Ed. Züblin & Cie. Mit 89 Textabbildungen. Preis M. 4.—

Armierter Beton. Monatsschrift für Theorie und Praxis des gesamten Betonbaues. In Verbindung mit Fachleuten herausgegeben von Dr.-Ing. **E. Probst,** ord. Professor an der Techn. Hochschule Karlsruhe, und **M. Foerster,** Geh. Hofrat, ord. Professor a. d. Techn. Hochschule Dresden. Erscheint seit 1908 in monatlichen Heften und kann durch den Buchhandel, die Post oder auch von der Verlagshandlung zum Preise von 20 M. für den Jahrgang bezogen werden.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Digitized by Google

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung hervorragender Fachmänner herausgegeben von **Max Foerster,** Geh. Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden. Zweite, verbesserte und erweiterte Auflage. 2094 Seiten auf bestem Dünndruckpapier. Mit 3054 Figuren. In zwei Teilen. — In Leinen gebunden.
In einem Bande Preis M. 20.—; in zwei Bänden Preis M. 21.—

Der Bauingenieur in der Praxis. Eine Einführung in die wirtschaftlichen und praktischen Aufgaben des Bauingenieurs. Von Reg.-Baumeister a. D. **Th. Janßen,** Privatdozent an der Kgl. Techn. Hochschule in Berlin.
Preis M. 6.—; in Leinwand gebunden M. 6.80

Bauakustik. Schutz gegen Schall und Erschütterungen. Von Dr. **Franz Weisbach.** Mit 31 Textfiguren. Preis M. 3.60

Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. Von Dr.-Ing. **C. Bach** und **R. Baumann,** Professoren an der Kgl. Technischen Hochschule in Stuttgart. Mit 710 Figuren.
In Leinwand gebunden Preis M. 12.—

Widerstandsmomente, Trägheitsmomente und Gewichte von Blechträgern nebst numerisch geordneter Zusammenstellung der Widerstandsmomente von 59 bis 113930, zahlreichen Berechnungsbeispielen und Hilfstafeln. Von **B. Böhm,** Königl. Gewerberat in Bromberg, und **E. John,** Königl. Regierungs- und Baurat in Essen. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. In Leinwand gebunden Preis M. 12.—

Die Eisenkonstruktionen. Ein Lehrbuch für bau- und maschinentechnische Fachschulen, zum Selbststudium und zum praktischen Gebrauch nebst einem Anhang, enthaltend Zahlentafeln für das Berechnen und Entwerfen eiserner Bauwerke. Von **L. Geusen,** Dipl.-Ing. und Kgl. Oberlehrer in Dortmund. Mit 518 Figuren im Text und auf 2 zweifarbigen Tafeln.
In Leinwand gebunden Preis M. 12.—

Leitfaden für den Unterricht in Eisenkonstruktionen an Maschinenbauschulen. Von Prof. Dipl.-Ing. **L. Geusen,** Oberlehrer an den Königl. Vereinigten Maschinenbauschulen in Dortmund. Mit 173 Textfiguren. Kartoniert Preis M. 2.—

Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Zeichnungen, Tabellen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. Herausgegeben vom **Stahlwerksverband A.-G., Düsseldorf.** Vierte Auflage. Mit zahlreichen Figuren und Tabellen. In Leinwand gebunden Preis M. 3.—; bei gleichzeitigem Bezug von 20 Exemplaren M. 2.75, von 50 Exemplaren M. 2.60, von 100 Exemplaren M. 2.50 für das Exemplar.

Der Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst. Von Dr.-Ing. **Alfred Berlowitz,** Berlin-Schöneberg. Preis M. 2.—

Digitized by Google

Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. Drei Beispiele von der badischen Murgtalbahn. Von Dr.-Ing. **Ernst Gaber,** Gr. Bauinspektor. Mit 56 Textabbildungen.
Preis M. 6.—; in Leinwand gebunden M. 7.—

Eisenbahn-Balkenbrücken. Ihre Konstruktion und Berechnung nebst sechs zahlenmäßig durchgeführten Beispielen. Von Ingenieur **Johannes Schwengler.** Mit 84 Textfiguren und 8 lithographischen Tafeln.
Kartoniert Preis M. 4.—

Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Von Dr.-Ing. **Wilhelm Kyrieleis.** Mit 81 Textfiguren und Tabellen sowie 3 Tafeln.
Preis M. 6.—

Studien über strebenlose Raumfachwerke und verwandte Gebilde. Von Dr.-Ing. **Henri Marcus.** Mit 48 Textfiguren. Preis M. 5.60

Studien über mehrfach gestützte Rahmen- und Bogenträger. Von Dr.-Ing. **H. Marcus.** Mit 52 Textfiguren. Preis M. 4.—

Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger. Von Dr.-Ing. **Henri Marcus.** Preis M. 1.20

Grundlagen zur Berechnung von Steifrahmen mit besonderer Rücksicht auf Eisenbeton. Von Dr.-Ing. **Richard Rossin.** Mit 54 Textfiguren.
Preis M. 3.60

Die Methode der Alpha-Gleichungen zur Berechnung von Rahmenkonstruktionen. Von **Axel Bendixsen,** Ingenieur der Burgerlijke Openbare Werken in Niederländ.-Indien. Mit 31 Textfiguren.
Preis M. 3.—

Die Berechnung von Steifrahmen nebst anderen statisch unbestimmten Systemen. Von Ingenieur **E. Björnstad,** Grünberg. Mit 127 Textfiguren, 19 Tabellen und 1 graphischen Anlage.
Preis M. 9.—; in Leinwand gebunden M. 10.—

Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden. Für Studierende und Ingenieure und zum Gebrauch im Konstruktionsbureau bearbeitet von Dr.-Ing. **Theodor Pöschl,** Dozent an der k. k. Technischen Hochschule in Graz, und Dr.-Ing. **Karl v. Terzaghi,** Ingenieur in San Francisco. Mit 34 Textfiguren. Preis M. 3.—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

MAR 2 1920

Digitized by Google

Digitized by Google

To renew the charge, book must be brought to the desk.

TWO WEEK BOOK

DO NOT RETURN BOOKS ON SUNDAY

DATE DUE

SEP 4 1951

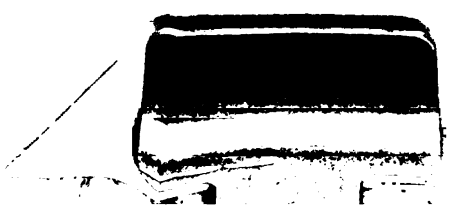
SEP 18 1951

JUN 1 1954

Form 7079 3-50 20M S

Digitized by Google

UNIVERSITY OF MICHIGAN
3 9015 06722 1427



Digitized by Google

Digitized by Google